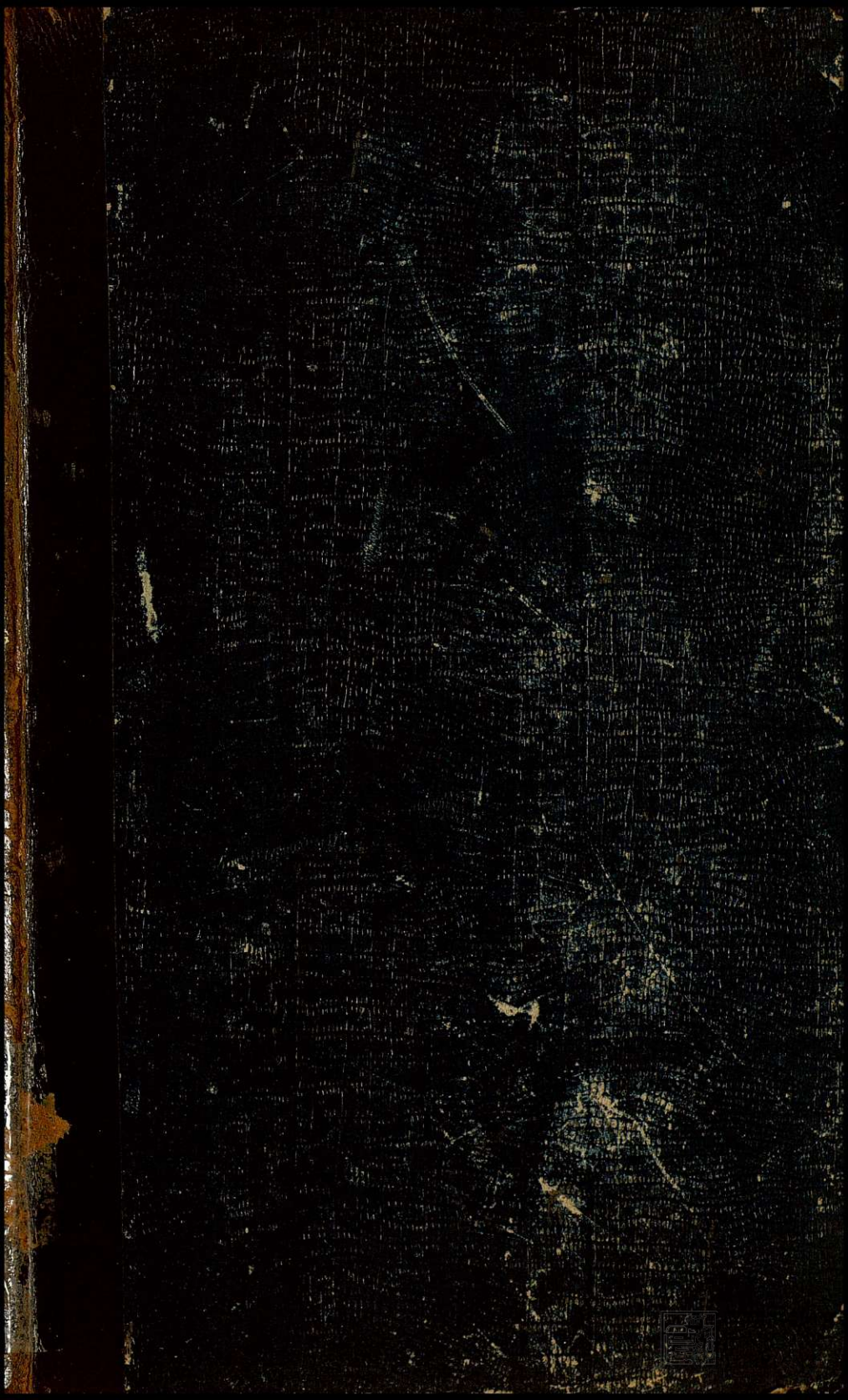


D-16 83

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACION JUANELO TURRIANO
BIBLIOTECA

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

HIDRAULICA APLICADA

SALTOS DE AGUA
Y
PRESAS DE EMBALSE

TOMO II

PRESAS DE EMBALSE

POR

JOSÉ LUIS GÓMEZ NAVARRO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor de la Escuela de dicho Cuerpo

Con la colaboración de

JOSÉ JUAN ARACIL

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

REVISTA DE OBRAS PUBLICAS
Escuela de Ingenieros de Caminos
Alcalá-Zamora, 3.
MADRID
1932

R. 16.633
S. 451/130-II

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Talleres Gráficos Herrera. Hermosilla, 44. Madrid.

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

INDICE DEL TOMO II

CAPÍTULO XXXI

Reseña histórica. Presas de tierra

Páginas.

Breve reseña histórica de las presas de embalse... 643
Clasificación de las presas de embalse por el material empleado en su formación... 645
PRESAS DE TIERRA... 646
Altura de las presas de tierra... 646
Perfil transversal de las presas de tierra ... 647
Condiciones generales a que se han de sujetar las presas de tierra... 648
Línea de saturación... 648
Composición de las tierras que formen la presa... 649
Ensayo de permeabilidad de las tierras... 650
Drenaje de la base de la presa... 652
Taludes de los paramentos... 652
Banquetas ... 653
Consolidación de las tierras ... 653
Preparación del terreno para asiento de la presa ... 654
Protección del paramento de agua arriba contra la erosión por el oleaje... 654
Evitación de que las aguas atraviesen fácilmente la presa ... 655
Ancho de la coronación ... 655
Resguardo ... 655
Presas de tierra de tipo indio... 656
Idem íd. de tipo francés... 657
Idem íd. de tipo inglés... 659
Idem íd. con pantalla interior de fábrica... 662
Idem íd. sedimentada... 665
Algunos tipos modernos de presas de tierra de perfil homogéneo ... 672
Relación de algunas presas de tierra de altura superior a 30 m... 675

CAPÍTULO XXXII

Presas de escollera

Presas de escollera ... 677
Tipos de perfiles de presas de escollera... 679

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Dimensiones del perfil transversal ... 679
Pantalla impermeabilizadora ... 681

CAPÍTULO XXXIII

Presas de fábrica

Presas de fábrica ... 693
Altura de las presas de fábrica ... 694
Relación de las mayores presas de fábrica del mundo ... 695
Presas españolas de fábrica ... 695
Clasificación de las presas de fábrica ... 697

CAPÍTULO XXXIV

Presas de gravedad

Evolución del perfil de las presas de gravedad ... 699
Nuevos estudios a consecuencia de la rotura de la presa de Bouzey ... 715
Forma planimétrica de las presas de gravedad ... 722
Presas de planta curvilínea ... 725
Idem de ídem rectilínea ... 725

CAPÍTULO XXXV

Presas-bóveda

Reseña histórica ... 727
Ventajas ... 728
Condiciones de aplicación ... 729
Separación de la acción de ménsula y de arco ... 729
Presas compensadas ... 732
Tipos de presas. Presas de radio constante ... 734
Presas de ángulo constante ... 734
Tipo mixto ... 740
Juntas de contracción. Deformaciones iniciales ... 742
Métodos de cálculo. Fórmula de los tubos ... 742
Cálculo como arco elástico ... 743
Tanteo rápido de una presa ... 743
Cálculo considerando la acción de ménsula y arco ... 744
Hipótesis respecto a la unión de los arcos y ménsulas con el terreno ... 749
Repartición de las cargas entre los arcos y las ménsulas ... 750
Arco interior ... 751
Deformación de los estribos y cimentación ... 755
Arcos inclinados ... 757
Crítica de los métodos de cálculo ... 759
Presas de anillos independientes ... 760
Presas laminares ... 766
Presas-cúpula ... 767
Referencia de las principales presas-bóveda construídas ... 770

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

CAPÍTULO XXXVI

Presas de bóvedas múltiples

Reseña histórica ... 771
Clasificación ... 777
Ventajas de estos tipos de presas ... 778
Inconvenientes de este tipo de presas ... 781
PRESAS DE PANTALLA PLANA ... 783
Pantalla ... 784
Contrafuertes ... 787
Cimentación ... 792
Arriostrado ... 793
Tipos especiales ... 795
Referencia de algunas presas de pantalla plana construídas ... 796
PRESAS DE BÓVEDAS MÚLTIPLES ... 797
Bóvedas ... 797
Contrafuertes ... 799
Arriostrado ... 804
Cimentación ... 810
Tipos especiales ... 811
PRESAS DE CÚPULAS MÚLTIPLES ... 813
Referencia de las principales presas de bóvedas múltiples construídas ... 816

CAPÍTULO XXXVII

Presas aligeradas

Presa de contrafuertes ... 817
Presas de vanos internos. Tipo Figari ... 822
Idem de tipo colmena. Tipo Gutzwiler ... 828
Tipo Gaetani ... 828
Tipo Grunsky ... 829

CAPÍTULO XXXVIII

Efectos de temperatura y subpresión

Efectos de temperatura en las presas. Juntas de contracción ... 833
SUBPRESIÓN ... 849
Medios empleados para evitar la subpresión ... 853
Exploración del terreno para cimentar ... 854
Rastrillos al pie de agua arriba de la presa ... 857
Inyecciones de cemento ... 860
Drenes ... 867
Pantalla protectora en el paramento agua arriba de la presa ... 875
Terraplén contra el pie del paramento agua arriba de la presa ... 877
Impermeabilización especial del paramento agua arriba de la presa ... 880

CAPÍTULO XXXIX

Fábrica de las presas

Fábrica de las presas ... 881
Dosificación de hormigones ... 883
Consistencia o trabajabilidad ... 883

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Resistencia de los hormigones ... 884
Composición granulométrica. Teoría de Abrams ... 889
Teoría de Fuller ... 891
Proyecto de la mezcla. Teoría de Abrams... 894
Agua de amasado, según Bolomey ... 897
Proyecto de la mezcla. Teoría de Abrams... 894
Permeabilidad ... 898
Densidad... ... 899
Hormigón seco... ... 899
Idem colado... ... 899
Conclusiones americanas respecto a la dosificación de hormigones... ... 901
Empleo de diferentes dosificaciones de cemento... ... 902
Carga práctica límite de las fábricas ... 903
Bibliografía... ... 905

CAPÍTULO XL

Desagües de los embalses. Aliviaderos

Desagües de los embalses... ... 907
Aliviaderos de superficie... ... 907
Aliviaderos en cremallera y de pozos... ... 914
Sifones aliviaderos... ... 920
Fijación de la capacidad máxima del aliviadero... ... 929
Efecto regulador del embalse... ... 937

CAPÍTULO XLI

Desagües de los embalses

(Continuación.)

Desagües profundos

Desagües profundos... ... 941
Desagües de fondo... ... 941
Tomas de agua. Conveniencia de disponer varias... ... 942
Fenómenos mecánicos y químicos que acompañan a las tomas de agua profundas... ... 942
Aducción de aire a las tomas... ... 945
Conveniencia de dos cierres en cada toma... ... 945
Rejillas ante las tomas... ... 946
Tipos de cierres de tomas de aguas... ... 948
Ubicación de las tomas... ... 958
Otros ejemplos de tomas de agua... ... 962

CAPÍTULO XLII

Construción de las presas de fábrica. Trabajos preliminares

Construcción de las presas de fábrica... ... 971
Cimientos. Estudio preliminar de la base de ellos... ... 971
Desviación de la corriente... ... 971

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Apertura de la zanja de cimentación... 978
Condiciones generales que debe reunir la roca de cimentación... 978

CAPÍTULO XLIII

Construcción de las presas de fábrica
(Continuación.)

Medios auxiliares

Importancia de los medios auxiliares... 981
Canteras... 982
Transporte de materiales primarios... 987
Quebrantación... 989
Clasificación... 995
Transportes secundarios... 996
Depósitos... 999
Dosificación... 999
Laboratorios de ensayos de materiales... 1004
Hormigones... 1004
Puesta en obra del hormigón... 1005
Encofrados... 1018
Instalaciones complementarias de los medios auxiliares. Energía eléctrica. 1024
Abastecimiento de agua... 1024
Instalación de aire comprimido... 1025
Talleres... 1025
Teléfono y alumbrado... 1026
Almacenes... 1026
Polvorines... 1026
Campamentos... 1026
Bibliografía... 1027

CAPITULO XLIV

Cálculo de las presas de gravedad

Métodos de cálculo:
Por hiladas horizontales... 1033
Influencia del peso de la coronación... 1039
" del empuje del hielo... 1040
Método de Pigeaud... 1041
Determinación de los parámetros... 1043
" de N_1, N_2 y T en los paramentos... 1045
Esfuerzos máximos o principales... 1045
" " en los paramentos... 1047
" de deslizamiento... 1048
Representación geométrica de los esfuerzos... 1051
Curvas de igual compresión máxima... 1054
" " deslizamiento máximo... 1055
" isostáticas... 1055
Procedimiento práctico de trazado... 1058
Curvas de deslizamiento... 1061
Relación entre el esfuerzo de deslizamiento máximo y el de compresión máximo en los puntos críticos de la presa... 1063
La condición de Lévy y la subpresión triangular... 1064
Normalización del perfil de las presas... 1065

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

CAPITULO XLV

Cálculo de las presas-bóveda

Cálculo como arco elástico. Estudios de Cain... 1069
Arcos delgados... 1069
Arco empotrado... 1069
Efecto de temperatura... 1074
Flexión radial de la clave por la carga de agua... 1075
" " de la clave por efecto de temperatura... 1076
Síntesis del cálculo... 1077
Empleo de los ábacos... 1078
Arcos rotulados... 1079
Arcos gruesos... 1079
Eje neutro... 1088
Cálculo del arco... 1090
Efecto de temperatura... 1094
Flexión radial de la clave por la carga de agua... 1095
" " de la clave por efecto de temperatura... 1096
Síntesis del cálculo... 1097
Empleo de los ábacos... 1097
Acción del peso que insiste sobre el arco... 1097
Arco interior... 1115
Arco de espesor variable... 1119

CAPITULO XLVI

Cálculo de las presas-bóveda

(Continuación)

Acción de ménsula y arco. Método de Stucky... 1121
Exposición del método... 1121
Determinación de los coeficientes de deformación de las ménsulas... 1126
" " " hiperestáticos del arco... 1127
" " " de deformación de los arcos... 1131
Repartición de empujes sobre los dos sistemas... 1132
Cargas de trabajo... 1134
Efecto de temperatura... 1134
Temperatura igual en los dos paramentos... 1134
" distinta en los dos paramentos... 1137

CAPITULO XLVII

Cálculo de las presas de bóvedas múltiples

Pantalla:

Pantalla plana... 1138
Ménsulas de apoyo... 1143
Pantalla curva... 1144
Acción de la carga variable del agua... 1144
" del peso propio... 1149
Arcos de espesor variable... 1151
Alteración del régimen de flexión producida por el empotramiento de la cimentación... 1152

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Contrafuertes... ... 1153
Arriostramiento... ... 1155

CAPITULO XLVIII

Sedimentación en los embalses

Sedimentación en los embalses... ... 1157
Medios de reducirla... ... 1160

CAPITULO XLIX

Rotura de presas

Consideraciones generales... ... 1165
Rotura de presas de tierra:
Presa de Jonshtown... ... 1165
" de Bradfield... ... 1166
Presas de Longpendu y Tabia... ... 1167
Presa de Berthand... ... 1167
" de Necaxa... ... 1167
" de Calaveras... ... 1167
" de Apishapa... ... 1168
" de Alexander... ... 1169
" de Balsams... ... 1169
" de French Lading... ... 1169
Rotura de presas de escollera:
Presa English... ... 1170
" Valnut Grove... ... 1171
" de Eildon... ... 1171
" Bully Creek... ... 1171
" de Lower Otay... ... 1172
" de Virgin... ... 1172
Consideraciones respecto a la rotura de presas de materiales incoherentes... 1172
Rotura de presas de fábrica.

Presas de gravedad:

Presa de Puentes... ... 1172
" de Habra... ... 1174
" de Cheurfas... ... 1174
" de Bouzey... ... 1176
" de Austin (Pensilvania)... ... 1176
" de Austin (Texas)... ... 1178
" de Anderson... ... 1179
" de Columbus... ... 1179
" de Tallase... ... 1179
" de San Francisco... ... 1179

Rotura de presas de bóvedas múltiples:

Presa del lago Gem... ... 1181
" de Mountain Dell... ... 1183
" de Stoney... ... 1183
" de Dansville... ... 1184
" de Asley... ... 1185
" de Plattsburg... ... 1185
" de Gleno... ... 1185

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas.

Rotura de presas-bóveda:

Presa sobre el río Moyie... ... 1186
" de Lanier... ... 1188
Cuadro estadístico de roturas de presas... ... 1189

APENDICES

Apéndice número 1

Cálculo de una presa vertedero maciza... ... 1193
Esfuerzos máximos... ... 1215
Limitación del talud de agua abajo... ... 1216
Consideraciones sobre la estabilidad de las zonas superiores... ... 1217
Estabilidad al vuelco y deslizamiento... ... 1219
Procedimiento expedito... ... 1221

Apéndice número 2

Cálculo de una presa de gravedad
Presa del Esla

Método de Pigeaud... ... 1224
Fijación del talud del paramento de agua abajo... ... 1224
Reacciones moleculares... ... 1225
Curvas de igual compresión máxima... ... 1228
" de deslizamiento efectivo máximo... ... 1230
" isostáticas... ... 1235
" de deslizamiento... ... 1235
Distribución de los trabajos moleculares en el perfil de la presa... ... 1235
Comprobación gráfica de la estabilidad de la presa por hiladas horizontales. Sin subpresión... ... 1235
Con subpresión... ... 1235

Apéndice número 3

Cálculo de una presa-bóveda
Método de Stucky

Deformaciones de las ménsulas... ... 1241
Deformaciones de los arcos... ... 1242
Repartición de las cargas... ... 1245
Efecto de temperatura... ... 1248
Cargas unitarias... ... 1249

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

SEGUNDA PARTE

PRESAS DE EMBALSE

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

SEGUNDA PARTE

PRESAS DE EMBALSE

CAPITULO XXXI

RESEÑA HISTORICA. PRESAS DE TIERRA

Breve reseña histórica de las presas de embalse.

La idea de embalsar el agua debe tener su origen en los primeros tiempos de la Humanidad.

La primera presa de la que se tiene noticia es la de Marduk (el Nemrod de la Biblia), rey fabuloso de la antigua Caldea. Esta presa estuvo construída a través del Tigris, y se derrumbó a fines del siglo XIII o a primeros del XIV de nuestra era. Parece, por las noticias que de esta presa se tienen, en virtud de una inscripción en una lápida de arcilla, que era de tierra, y se construyó al abrigo de una estructura de madera que debió quedar incluída en la misma presa. No se tiene idea de sus dimensiones.

La presa de mampostería más antigua de que nos habla la Historia es la construída por Menes, primer rey de la primera dinastía egipcia, unos cuatro mil años antes de J. C. Estaba situada unos 19 km al sur de Memfis, y desviaba el Nilo del lugar en que Menes construyó la ciudad indicada. La fábrica empleada fué sillería, como indican las ruinas y dice Herodoto. No se conocen las dimensiones de dicha construcción; pero del ancho del río y altura de sus márgenes, se puede suponer que tendría 450 metros de longitud y unos 15 m de altura. Se conservó esta presa por más de cuarenta y cinco siglos, y se derrumbó en tiempo de la dominación de los califas, cuando, abandonada aquélla, las inundaciones cubrían periódicamente la parte baja de Memfis, y se derrumbaron entonces la mayor parte de los antiguos monumentos, o fueron sepultados en el fango del río.

Muchas otras presas se construyeron en Egipto en época anterior a nuestra era. Entre ellas, es clásica la que permitió la formación del lago Maeris (1 740 años antes de J. C.). Tenía este lago

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

una capacidad de unos 3 000 millones de metros cúbicos y regaba unas 180 000 hectáreas.

Los antiguos pueblos asiáticos también construyeron numerosos embalses. El lago creado por la reina Necrotis podría recibir durante veintidós días todo el caudal del Eufrates.

En la India, los embalses se cuentan por millares; algunos de ellos proceden de la más remota antigüedad. Sólo en la Presidence de Madras, al establecerse los ingleses en la India, había 53 000 embalses, algunos de proporciones colosales. Uno de ellos, el de Poniary, cubre 20 000 hectáreas y tiene 48 km de contorno. Se destinaban, como los embalses egipcios, casi exclusivamente para el riego, con el fin de compensar la desigual repartición del agua de lluvia. La mayor parte de las presas de la India tienen poca altura y son de tierra. Sin embargo, entre las presas antiguas existen algunas de gran altura relativa, como la de Cummun, distrito de Guntoor, de 30 m de altura y sólo 90 m de longitud en la coronación, y la de Nugar, distrito de Mysere, de 26,50 m de altura, 300 m de longitud en la coronación y 180 m de ancho en la base.

En los tiempos modernos se han construído también en la India numerosas presas de embalse, algunas de grandes dimensiones.

En la isla de Ceylán hay más de 700 embalses cuya construcción es antiquísima.

Los romanos construyeron muchas presas, de las que unas han desaparecido por completo y de otras sólo quedan las ruinas, demostrando que eran construcciones de mampostería. Parece que las dedicaban preferentemente a abastecimiento de poblaciones y a naumaquias.

En España, los moros convirtieron en regadío muchos terrenos, pero sólo por medio de presas de derivación. Sin embargo, hay algunos historiadores que atribuyen las primitivas y clásicas presas de embalse españolas a origen morisco. La presa de Almansa parece ser que se construyó en 1384 y se recreció en 1586. La presa de Elche no falta quien la hace remontar a los tiempos de Abderramán III *(Engineering News-Record,* 6 de octubre de 1921). Pero la opinión más general es que la mayoría, si no todas las presas antiguas españolas (Alicante, Elche, Relleu, Arguis, etc.) proceden del siglo XVI.

A la época de actividad en dicho siglo siguió una larga de paralización, en lo que afecta a las obras hidráulicas, y en tiempos relativamente modernos se crearon en España algunos embalses, como el del Villar (49 m) (abastecimiento de Madrid). Y ya en época actual se han construído o están en construcción numerosos embalses destinados preferentemente para el riego (Talave, 38 m; Quipar, 41 m; La Peña, 41 m; Príncipe Alfonso, 67 m, etc.), y algunos con destino preferente para la formación de saltos de agua, como los de Tremp (82 m) y Camarasa (92 m), y en construcción el del Esla (92 m).

Los ingleses en Egipto han construído grandes embalses; entre

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ellos son muy notables los de Assuan y Sennar, sobre el Nilo. El de Assuan tenía una presa de 19 m de altura sobre el fondo del cauce, y 31 sobre apoyo de cimientos, que se elevó a 24 m sobre el cauce, con más de 2 000 m de longitud y 2 300 millones de metros cúbicos de capacidad. Recientemente se ha decidido elevarla aún a 34 m, con una capacidad de embalse de unos 5 000 millones de metros cúbicos.

Entre los embalses construídos y proyectados por los ingleses en Egipto se conseguiría una capacidad de 30 000 millones de metros cúbicos.

Los franceses tienen una historia muy corta en la construcción de embalses. Hasta últimos del siglo XVIII no empiezan a aparecer en Francia dichas construcciones (presa de Lampy). Posteriormente han dado incremento a estas obras, y tanto en la metrópoli como en Argelia, especialmente en ésta, han construído numerosos pantanos. Entre los últimos, podemos citar los de Habra, Hamiz, Djidiouia. Entre los primeros, y por orden cronológico, los de Furens (50 m), Ternay (34 m), Ban (47 m), Haut-Cher (45 m), Eguzon (61 m), Chartrain (46 m) y otros.

Los alemanes crearon en sus posesiones africanas de antes de la Gran Guerra numerosos embalses. También construyeron algunos en el continente; entre ellos son notables los de Marklissa (45 m), Urftal (58 m), Ennepettal (41 m) y Schwarzenbach (65 metros).

Suiza, que tiene condiciones orográficas y riquezas hidráulicas a propósito para construir embalses, las ha utilizado desarrollando extraordinariamente en los últimos años dichas construcciones, como lo demuestran las presas de Waggital (112 m), Barberine (80 m) y muchas otras construídas y otras en construcción, como la de Grimsel (115 m).

Los Estados Unidos, en estos últimos años, han multiplicado la construcción de embalses, habiendo realizado en ella progresos notabilísimos y llegando a soluciones muy atrevidas. Puede decirse que, en la actualidad, Norteamérica es la nación que va a la cabeza en esta clase de obras.

Entre las presas norteamericanas más importantes podemos citar las de:

Arrowrock	106 m	
Shoshone	98 »	
Elephant Butte	92 »	
Kensico	91 »	
Croton	90 »	
Roosevelt	84 »	
O'shaughenessy ó Hetch-Hetchy	90 »	para elevarla a 122, y otras muchas más.

Clasificación de las presas de embalse por el material empleado en su formación. Podemos formar dos grandes grupos:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

I. Presas constituídas con materiales incoherentes que se mantienen unidos por su peso, consiguiéndose la impermeabilidad con apelmazamiento del material, de composición adecuada, mediante apisonamiento, cilindrado, sedimentación, o por una pantalla de fábrica dispuesta junto al paramento de agua arriba o en el interior de la sección. De este grupo forman parte las *presas de tierra,* las *de escollera* y las *mixtas,* en que entran ambos materiales.

II. Presas constituídas por materiales coherentes, que, a la vez, dan resistencia e impermeabilidad. En este grupo se clasifican las presas de fábrica. Entre éstas distinguimos las *de gravedad, bóveda sencilla, bóvedas múltiples* y *otros tipos de presas.*

Toda presa ha de ser prácticamente impermeable para que sea eficaz el almacenamiento de aguas, y ha de ser estable, resistiendo con suficiente garantía a los esfuerzos a que está sometida. Estas dos condiciones unas veces quedan confundidas en el perfil transversal de la presa, y a la vez, todo el material que lo forma contribuye a la impermeabilización y a la estabilidad, como sucede con las presas de tierra y de fábrica de perfil homogéneo. Otras veces quedan claramente separados estos fines, y así sucede en las presas de escollera, en las que el macizo de éstas forma la parte que contribuye a la estabilidad, quedando la impermeabilidad fiada a una pantalla de fábrica o a un espaldón de tierras, colocado junto al paramento de agua arriba. Esta parte impermeabilizadora, también por su peso, ejerce acción de estabilidad; pero ésta queda a cargo principalmente del macizo permeable. También en las presas de tierra de perfil heterogéneo estas funciones quedan separadas. Y aun en las presas de fábrica del tipo de gravedad hay una parte de ellas, la zona del paramento de agua arriba, a la que por su más rica dosificación y mayor impermeabilidad queda fiada principalmente ésta, quedando dicha zona y la de agua abajo, más permeables, destinadas conjuntamente a determinar la estabilidad.

Presas de tierra.

Son las más antiguas en la historia de la construcción de embalses, y se comprende que al llevarlas a cabo se pretendió artificialmente formar un atajamiento de índole análoga al que constituyen las laderas de un valle.

En la actualidad se emplea este tipo de presas en casos de valle abierto, en los que una presa de fábrica, o no encontraría la buena cimentación requerida a profundidad asequible para obtener un coste igual o menor que una presa de tierra, o por baratura de materiales de ésta y por menores cuidados de cimentación se obtiene también un importe de ella más reducido.

Altura de las presas de tierra.— En general, los tipos de presa de tierras se emplean para altura de éstas relativamente reducida. Las del tipo francés a que luego nos referiremos son de altura in-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ferior a 20 m. No obstante, hay tipos modernos de presas de tierra en los que se ha llegado a los 40 m, y en algunos casos se ha sobrepasado esta cifra, obteniéndose alturas excepcionales, como la de Saluda (E. U.), de 65 m; Cobble Mountain (E. U.), de 73 m, y Tieton (E. U.), de 69 m.

Perfil transversal de las presas de tierra.— Las dimensiones que se adoptan para el perfil de las presas de tierra no se deducen de cálculos matemáticos, sino que se determinan por los resultados que proporciona la experiencia, basada en presas existentes, y teniendo en cuenta las de otras que se arruinaron. Estas dimensiones experimentales son superiores a las que da el cálculo. Y, en efecto, supongamos (fig. 546) una presa de tierra en que el agua llegue a la coronación y en la que se produzca una línea límite de imbibición de las tierras *om*, de modo que, a los efectos estabilizadores, el prisma de base *onm* tendrá la densidad δ, que corresponde al material en el aire, y el prisma *mop* tendrá esta densidad, disminuída en la unidad por quedar inmergido en el agua. Llamemos β el talud de agua abajo, y β' el de agua arriba, y h la altura de la presa igual al calado de aguas; f el coeficiente de rozamiento, que suponemos sea 0,30.

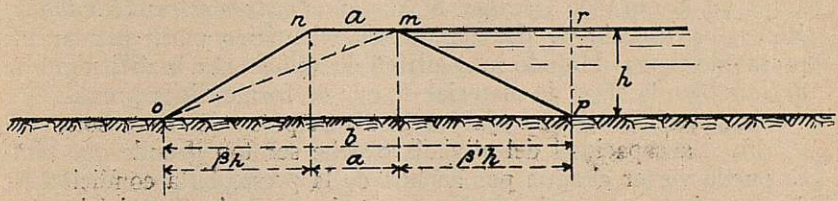


Fig. 546

Planteamos la condición de no deslizamiento; o sea, que el empuje del agua (componente horizontal) sea igual o menor que la suma de las fuerzas verticales multiplicada por el coeficiente de rozamiento. Estas últimas fuerzas son los pesos de los prismas de tierras *onm*, *omp*, y el hidráulico *mrp* (componente vertical de la presión hidráulica).

$$\left[\frac{1}{2}\,ah\delta + \frac{1}{2}\,bh(\delta - 1) + \frac{1}{2}\,\beta' h^2\right] f \gtrless \frac{1}{2}\,h^2$$

$$[a\delta + b(\delta - 1) + \beta' h] f \gtrless h \qquad \text{Sustituyendo } f = 0{,}30$$

$$a\delta + b(\delta - 1) + \beta' h \gtrless \frac{1}{0{,}30}\,h = 3{,}33h$$

Al valor δ se le hace llegar a 2 por el cilindrado de las tierras e incorporación de grava. Supongamos, además, que $\beta' = 2$; tendremos:

$2a + b \gtrless 1{,}33h$ Pero $b = a + \beta h + \beta' h$ Sustituyendo

$2a + a + \beta h + 2h \gtrless 1{,}33h$

$3a + \beta h + 0{,}67h \gtrless 0$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Y esto se verifica cualesquiera que sean los valores de α y de β.

El satisfacer a la condición de no deslizamiento no es suficiente para la estabilidad de la presa. Entran en dicha estabilidad otros factores que, al no ser bien conocidos, ni en calidad ni en cantidad, y dependiendo principalmente de la clase de materiales, debemos atenernos, como hemos dicho, al fijar las dimensiones de una presa de tierra, a las sancionadas ya por la experiencia.

Bien es verdad que este procedimiento es excelente, si se pudieran repetir en la presa que se proyecta las mismas circunstancias que en aquella o aquellas que han permanecido estables, y que pudiera suceder que al variar la naturaleza de cimientos y la clase y cantidad relativa de los diversos materiales que la componen, la nueva presa no tuviese la misma estabilidad que la que sirvió de modelo. Pero cada vez se adquiere más experiencia, hay mayor número de presas construídas y tienen más autoridad los datos experimentales.

Condiciones generales a que se han de sujetar las presas de tierra.—El ingeniero Joel Justin, en la Memoria que publicó en *Transactions of American Society of Civil Engineers,* 1924, y cuyos principios esenciales reproduce en los capítulos de que es autor en la obra de Creager & Justin *(Hydroelectric Handbook,* 1927), ha tratado de dar un método científico para calcular las presas de tierra. Método muy difícil de aplicar por la dificultad de *definir* bien la clase de material de que se forme dicha presa.

Las condiciones que fija Justin a una presa de tierra son:

1) La capacidad del aliviadero debe ser tan grande que nunca pueda verter el agua por encima de la presa. Esta condición ha de cumplirse con mucho margen en toda presa de material incoherente (tierra y escollera).

2) La línea de saturación debe quedar siempre por debajo del pie de aquélla. Esta línea de saturación es la que a través de la presa marca el límite de imbibición en agua de las partículas terrosas.

3) Los taludes en ambos paramentos deben ser tales que los materiales sean estables.

4) No debe haber facilidad para el libre paso del agua desde el paramento de agua arriba al de agua abajo.

5) El agua que pase a través y por debajo de la presa debe tener velocidad tan pequeña que no arrastre los materiales.

6) El resguardo que quede por encima del nivel máximo de las aguas debe ser tal que no haya peligro de que el oleaje deteriore la coronación y vierta el agua por encima de ella.

Respecto a la primera condición, ya nos ocuparemos al tratar de los aliviaderos y su capacidad.

Línea de saturación.— De la segunda condición, ya hemos dicho algo al tratar en los canales de los diques que limitan la sección en terraplén, y a ello se refiere la figura 173. Repetiremos aquí que la línea de saturación (fig. 546*a) ABC* cumpliría lo que se

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

determina en dicha condición. No la cumplirán las $A' B' C$, ni las $A'' B' B'' C$. Si el paramento de agua abajo está formado por are-

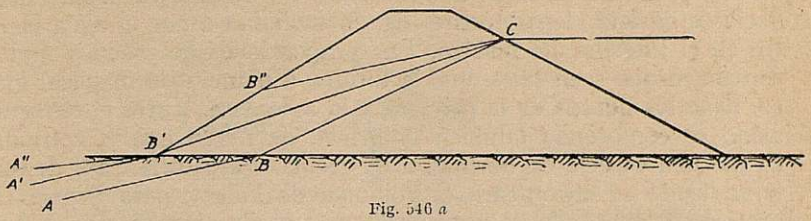


Fig. 546 *a*

na fina o limo, la línea de saturación $A' B' C$ produciría hervideros que arrastrarían el material. Si éste fuera arcilloso, se desleiría. Si fuese de grava o escollera, el talud quedaría estable. La línea de saturación $A'' B' B'' C$ sería fatal. La presa, al estar formada de material terroso, acabaría por arruinarse.

Se consigue que la línea de saturación quede dentro de la presa; es decir, se aumenta la pendiente de esta línea con el apelmazamiento de los materiales, o sea, con su consolidación por el apisonamiento. Se consiguen así dos fines favorables: se aumenta la densidad de la masa y se disminuyen los huecos entre partículas, y con ello se aumenta la pérdida de carga del agua y la rigidez de la línea de saturación.

Una pantalla impermeable que se colocase junto al paramento de agua arriba o en el interior de la presa determinaría, o la anulación de las filtraciones, y por lo tanto, de la línea de saturación, o un escalón en ésta que colocaría a dicha línea en condiciones de no cortar el paramento de agua abajo.

Esta línea de saturación puede formarse por agua que se filtre a través de la presa o del terreno de cimiento, que puede tener cierta permeabilidad. Si existe una capa acuífera en el terreno, aumentará su caudal con el embalse.

Se comprende la dificultad de fijar con antelación aquella línea. Justin, en el estudio anteriormente indicado, emplea para encontrar el caudal filtrado y la pérdida de carga o pendiente de la línea de saturación las fórmulas de Schlichter, y en ellas entran, entre otros factores, el tamaño efectivo de las partículas que componen el terreno, una constante dependiente de la porosidad de éste y la temperatura del agua. Y como el terreno no es homogéneo, siendo vario el tamaño de sus componentes y resultando indeterminada la constante debida a la porosidad y variable la temperatura, el resultado del cálculo ha de adolecer de incierto.

Composición de las tierras que formen la presa.— No todas son buenas para formar el macizo total de las presas homogéneas o el impermeabilizador de las que no lo son. Si son muy arenosas, dan paso al agua, la línea de saturación tiene poca pendiente y corta al paramento de agua abajo, con peligro de arrastre y ruina

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de la presa, aparte del caudal que se pierda. Si son excesivamente arcillosas, el material se deslíe con el agua, adopta un talud muy escaso, y pueden ocurrir deslizamientos, y cuando la presa queda vacía se agrieta el paramento, dando facilidad a que el agua penetre en el interior del macizo. Las proporciones de arena y arcilla convienen que sean tales, que la última, a manera de material graso, llene los huecos de la primera y la aglomere. Entre el elemento árido se comprende también la grava, de modo que el conjunto forme una especie de hormigón de arcilla. Para cada clase de material árido se encontrará el volumen de huecos para deducir la proporción adecuada de uno y otro, que oscila alrededor de 2/3 de árido por 1/3 de arcilla.

No es recomendable el adicionar cal grasa, porque aparte de aumentar el coste, la cal se aglomera con la piedra y la arena, alterando la homogeneidad del conjunto.

A ser posible, conviene emplear tierras naturales de proporción adecuada de ambos elementos. Las mezclas artificiales no dan nunca la garantía de homogeneidad que las naturales. Pero frecuentemente hay que acudir a aquéllas por carencia de naturales de condiciones convenientes de mezcla.

Hay que desconfiar de las tierras del talweg, y conviene sacarlas de sitios sanos de las laderas.

Se ha comprobado que pasando de cierta altura variable con la naturaleza de la tierra empleada, los taludes de agua arriba de las presas de tierra no son estables por exceso de inclinación. Resal ha establecido la ley "que siendo dado un talud de una inclinación constante en tierra homogénea, existe una altura límite que no se puede exceder sin provocar un deslizamiento". Parece que esta altura límite es de 16 metros para inclinación de tres de base por dos de altura en tierras con un 40 a 60 por 100 de arena gruesa, y baja a siete metros cuando la tierra sólo tiene el 6 por 100 de arena. Por ello conviene dar al paramento de agua arriba un talud tanto más suave cuanto de peor calidad es la tierra empleada, o disponer el paramento con taludes de diferentes inclinaciones sucesivas, disminuyendo desde la coronación a la base.

Ensayo de permeabilidad de las tierras.— Para determinar el valor relativo de varios materiales se pueden hacer pruebas de permeabilidad.

Para la presa de Ashokan (E. U.) se empleó el aparato que indica la figura 547. La tierra se comprimía con un martillo circular de 10 cm, con interposición de un taco de hierro, hasta conseguir una densidad de dos, quedando dispuesta como indica dicha figura.

El agua se introducía por el tubo de 10 mm en virtud de una bomba a presión. La permeabilidad se determinaba pesando el agua que atravesaba el bloque de tierras. La presión se aumentaba de cinco en cinco libras; cada presión se mantenía cinco minutos.

La figura 547 *a)* da los resultados de algunos experimentos. Los

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Aparato para apreciar la permeabilidad de las tierras.

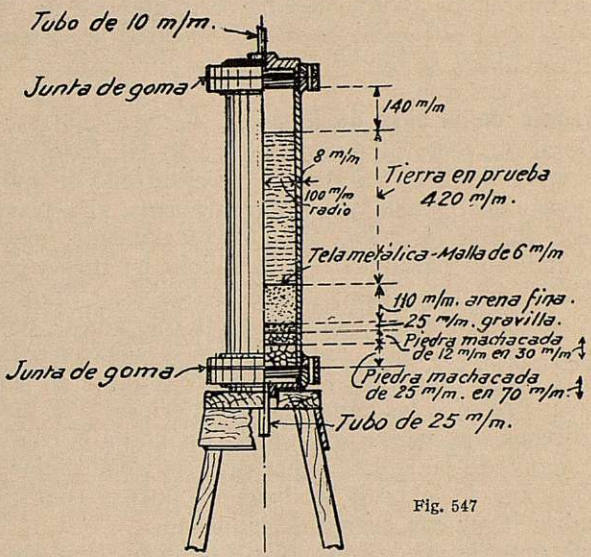


Fig. 547

Curvas de permeabilidad.

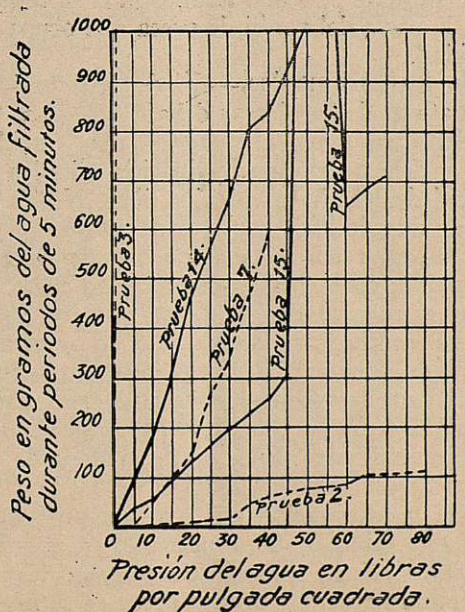


Fig. 547 a

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

números 7, 3 y 2 son tipos que sirven de comparación. El número 7 corresponde a tierras gravosas naturales. El número 3, a arena de banco. El número 2, a material glacial muy impermeable.

Los experimentos no dan valores absolutos, sino que sirven para comparar las condiciones de permeabilidad de diversas clases de tierras, y si es posible hacerlos con otros procedentes de presas que son estables, se tendrá una buena guía para apreciar el resultado de los ensayos.

Drenaje de la base de la presa.— Puede evitarse que la línea de saturación corte al paramento de agua abajo, estableciéndose drenes cerca de dicho paramento. Si el terreno de apoyo de la presa es más impermeable que la presa misma, si a través de ésta se establece alguna filtración, ésta, necesariamente, tendrá su salida por el indicado paramento, colocándolo en malas condiciones de estabilidad. En estos casos conviene establecer drenes, que consisten en zanjas llenas de piedra en seco, colocada de mayor a menor (la mayor en el fondo). Estos drenes se colocan paralelamente al eje de la presa, uniéndose por otros (colectores) en sentido perpendicular que recojan las aguas de los anteriores y las lleven al cauce. Estos drenes son necesarios también cuando a la base de cimientos afluye agua de la ladera, agua que conviene alejar para que la consolidación de la presa se haga en buenas condiciones, lo que no tendría lugar con exceso de humedad.

Este drenaje puede conseguirse también, como se indicó en la figura 173, haciendo el pie de agua abajo de la presa con escollera y piedra menuda interpuesta. Este malecón no debe ocupar un ancho en la base superior al tercio total. Con él se consigue un aumento de peso en la parte del perfil de presa que ocupa, favoreciéndose así la estabilidad.

Taludes de los paramentos.— El de agua arriba debe ser más suave que el natural de las tierras debajo del agua. Corrientemente, cuanta más densidad tenga el material, más estable será para un mismo talud, y debe tener una inclinación mitad o menor aun que el talud natural de las tierras al aire libre. Nunca debe adoptarse talud mayor de dos de base por uno de altura.

El talud de agua abajo debe quedar determinado porque la línea de saturación, como hemos dicho, no lo corte, y siempre siendo menor que el natural de las tierras al aire libre. La primera condición puede conducir a dar al talud de agua abajo menor inclinación que al de agua arriba, aunque esto no es lo corriente, contando con suficiente consolidación de las tierras. Así, por ejemplo, en la presa de Guernesey (E. U.) (*Engineering News-Record*, 1928, 16 de febrero, pág. 264), de 32 metros de altura, el paramento de agua arriba tiene inclinación de 3 : 1, y el de agua abajo, a partir de la coronación en 9 m de profundidad, talud de 2 : 1. Sigue luego talud de 8 : 1 hasta 23 m por debajo de la coronación. Continúa luego a nivel en banqueta de 48 m, terminando luego con talud de 3 : 1. En esta presa se supuso una pendiente

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de la línea de saturación de 9 : 1. Esta suave pendiente fué supuesta por tratarse de presa en que su composición era principalmente de grava y arena sedimentadas hidráulicamente, como diremos más adelante.

Banquetas. — En presas de más de nueve metros deben disponerse banqueta o banquetas de dos a seis metros de ancho, de modo que disten en vertical, a lo más, la cifra citada. Dichas banquetas tienen por objeto principal el hacer mínimos los efectos de la erosión por lluvias. El extremo exterior de esta banqueta debe quedar más elevado que el interior, para recoger en una cuneta revestida junto a éste las aguas que caigan sobre el talud y la banqueta.

En algunas presas se disponen también banquetas en el paramento de agua arriba. Y, desde luego, es necesaria una para sostener el revestimiento de escollera, en el caso que se coloque éste como corrientemente se dispone en los tipos modernos.

Consolidación de las tierras.— Si no fuera suficiente, se producirían asientos de consideración, con peligro de la seguridad de la presa. En la India se conseguía con el paso de los hombres, la acción de las lluvias y el transcurso del tiempo. Pero en las presas modernas debe emplearse la consolidación artificial por medio de rodillos compresores. El terraplén se construirá por tongadas, que no deben tener más de 0,30 m de espesor, y en algunos casos deben ser de 0,15 m. Cuanto menor espesor tengan las tongadas mayor compresión unitaria se conseguirá en la base de ella, y mayor garantía de que los terrones quedarán deshechos y de la compacidad final. Para conseguir ésta conviene que los rodillos sean de mucho peso. El que termine la labor debe tener, al menos, 40 kilogramos por centímetro de arista de cilindros. En rodillos de 20 toneladas se llega a presión de 60 kilogramos por centímetro de arista de cilindro delantero, y 110 por igual dimensión en cilindros traseros. Estos deben ser acanalados, y así, al comienzo de la consolidación, los salientes se hunden; pero al final de ella los cilindros se apoyan sólo en los salientes, y resulta más presión por unidad de superficie. Además, queda la superficie rugosa, favoreciendo la mejor unión con la capa siguiente. En las zonas cerca de las laderas o de las obras de toma y desagüe a donde no pueda llegar la acción del rodillo, se apisona a mano.

Las tongadas se formarán en sentido longitudinal, con una ligera pendiente, y en sentido transversal, con una parte central horizontal del 1/6 al 1/10 del ancho total, y dos laterales con una pendiente aproximada del 6 por 100 hacia el centro. Así las superficies de las capas quedarán aproximadamente normales a las líneas de igual presión. Dichas tongadas tendrán en el sentido transversal (dirección del río) al menos 0,50 m de creces, porque no pudiendo llegar los rodillos a los bordes, al eliminar aquel excedente, quede el macizo todo con la debida consolidación.

Cuando en la formación del macizo entren materiales arcillo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sos y áridos de diferente procedencia, para dar la composición de conjunto proyectada, por ejemplo, tierras y gravas, se esparcen primero las tierras, se humedecen, se las cilindra para igualar la superficie, se le añade la grava y se vuelve a cilindrar. La humedad no conviene sea excesiva.

Durante las lluvias hay que dar fácil salida a las aguas de éstas para que no encharquen demasiado las tierras. En tiempo de heladas se suspende el trabajo, y al reanudarlo se levantan las capas afectadas por ella para volverlas a consolidar.

Preparación del terreno para asiento de la presa.— Debe eliminarse toda la capa vegetal. La materia orgánica, cuando es abundante, es dañosa; se pudre y deja huecos que determina la porosidad del terreno y la facilidad de paso del agua. Sólo se puede admitir un 6 por 100 de dicha materia orgánica.

Cuando se haya levantado la capa vegetal y cualquier otra inferior que pueda dar fácil camino a las aguas, y puesta al descubierto la superficie del terreno que ha de servir de apoyo a la presa, se escalonará cuando ésta presente mucha inclinación, y se abrirán zanjas de arraigo de la presa, además de las que han de ser asiento de los drenes. La unión con las laderas se hará en forma escalonada, estableciendo en ellas muretes y zanjas de arraigo, si son de tierra, proporcionando así mejor enlace y mayor recorrido a posibles filtraciones, lo que disminuiría la pendiente de su línea piezométrica, su velocidad y su poder erosivo.

Protección del paramento de agua arriba contra la erosión por el oleaje.— Se puede hacer con revestimiento continuo de fábrica, por escollera y material árido menudo, por losas de hormigón asentadas en seco sobre material árido o por hormigón armado.

El primer medio no se emplea en la actualidad. Nos ocuparemos de él al tratar de las presas de tipo francés. El de escollera o losas de hormigón se usa en las presas de tipo moderno. La escollera debe ir decreciendo en tamaño desde la superficie de las aguas hasta el apoyo en las tierras, terminando en capa de grava.

Las losas de hormigón, que a veces constituyen la primera capa de revestimiento (en contacto directo con las aguas), no conviene, para su fácil manejo, que sean mayores de $1{,}80 \times 1{,}80$, y espesor de unos 0,15 m. Las juntas deben quedar alternadas. En la mayor parte de las presas en las que se han empleado no se utiliza material aglomerante para su asiento y unión. En algunas se ha interpuesto entre juntas papel alquitranado, y en pocas se ha empleado el hormigón para su enlace. En este caso conviene dejar barbacanas para eliminar, al descender el nivel del embalse, el agua que haya penetrado detrás de las losas, evitando así los efectos de la presión hidráulica y el deslizamiento o fluidificación de la arcilla.

Tanto el revestimiento de escollera como el de losas de hormigón proporcionan cierta flexibilidad y adaptación a posibles asientos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El de hormigón armado no suele emplearse en presas de tierra. Sí se ha usado en las de escollera, y ya daremos de él algún ejemplo. No tiene la flexibilidad que los anteriores, y por ello se adaptan mejor a las presas de escollera, que sufren menos asientos que las de tierra al arreglar a mano la superficie de apoyo del revestimiento.

Evitación de que las aguas atraviesen fácilmente la presa.— Las aguas pueden abrirse camino:

1.° *A través del macizo de la presa,* lo que no debe tener lugar si se ha conseguido la suficiente compacidad, con material de proporción adecuada entre el elemento árido y el graso y que esté bien mezclado. Debe evitarse el empleo de piedras grandes, o el que por falta de buena unión quede una capa de material árido entre dos de tierras que determine una facilidad al paso de las aguas.

2.° *Siguiendo el contorno exterior de obras de fábrica,* de tubos de toma o de desagüe, en el caso de que atraviesen la presa. Esta solución no es recomendable; pero si se adopta, la fábrica debe quedar con salientes o adarajas de al menos 0,30 de espesor y con saliente de mayor magnitud, apisonando bien las tierras para que no queden huecos y el camino posible de las aguas encuentre mayores impedimentos que si la superficie fuera lisa.

3.° *Por minado de animales roedores.* Se atribuye a los agujeros que éstos abren en uno y en otro paramento la formación de vías de agua que han podido ser causa de la ruina de algunas presas en Norteamérica. La mejor defensa es el revestimiento del paramento con material árido en que entre capa de grava, pues ésta tapona el agujero al tratar de abrirlo a su través. Los agujeros que hacen en tierra dichos roedores no suelen tener más de 1,50 m de profundidad desde el paramento.

Ancho de la coronación.— Se fija este ancho para dar mayor volumen a la presa y aumentar así su estabilidad; para tener más fortaleza la coronación contra los deterioros por el oleaje; para establecer los servicios que sean necesarios sobre la presa.

Una regla usual es darle de ancho 1/5 de la altura más 1,50 metros. Otra regla, darle 1/4 de la altura. Y nunca menor ancho de tres metros. En presas muy altas, en las que la aplicación de estas reglas prácticas dan mucho espesor, la magnitud de éste se determina por las necesidades del servicio establecido sobre la presa.

Resguardo. — Se ha dicho la condición rigurosísima de que nunca puede volcar el agua por encima de la presa. Para garantía de ello debe quedar una cierta distancia vertical entre el máximo nivel de las aguas en el embalse y la coronación de aquélla. Y no basta esto; es necesario que quede un cierto margen, que a lo menos debe ser de 1,50 m entre la cúspide de la máxima ola que se pueda formar y la indicada coronación, para evitar que al romper erosione y arruine la coronación, y subsiguientemente, la presa.

En presas importantes, el resguardo entre superficie máxima

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de aguas tranquilas a embalse lleno y desaguando la máxima riada y la coronación de la presa, debe ser al menos de dos a tres metros; y en toda presa, desde luego, debe ser mayor que la altura máxima de la ola, contada desde dicha superficie de aguas tranquilas.

Stevenson (*Transactions of American Soc. of Civil Engineers,* 1924, pág. 57) da una fórmula para determinar la altura h de la ola, que, traducida en medidas métricas, es:

$$h = 0{,}36\sqrt{F} + \left(0{,}76 - 0{,}27\sqrt[4]{F}\right)$$

en la que h se expresa en metros, y F es la longitud máxima del embalse en línea recta en kilómetros.

Según algunas observaciones hechas en embalses, la indicada fórmula da valores bastante exactos; pero cuando $F > 10$ kilómetros aquélla puede reducirse al primer término.

Justin indica como desnivel entre el labio del aliviadero y la coronación de la presa las cifras siguientes:

En presas de escasa altura,	de	0,90	a 1,50	metros
» » mediana	»	1,80	a 3	»
» » gran	»	3	a 9	»

A estos desniveles hay que restar el espesor de lámina vertiente máxima para deducir el resguardo a que antes nos referimos entre superficie máxima de aguas y coronación de la presa.

En la relación que luego se indicará de presas de tierra se puede ver el resguardo que en cada una de ellas se ha dejado.

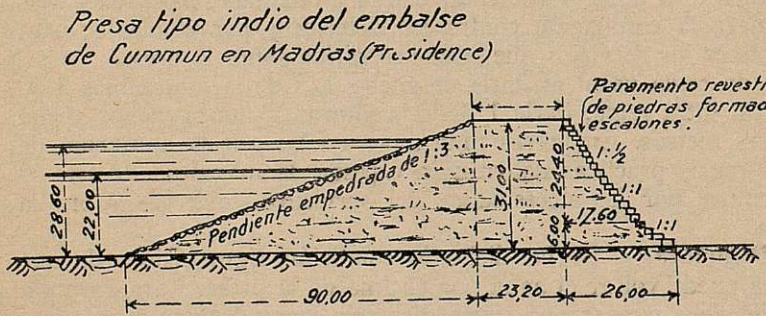


Fig. 548

Presas de tierra del tipo indio. — La India es el país clásico de las presas de tierra. En la figura 548 se representa la presa de Cummun.

En general, las presas indias están formadas por un macizo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

homogéneo de tierra, presentando el talud de agua arriba de 2,5 : 1 a 3 : 1, y el de agua abajo, de 1 : 1 a 1,5 : 1. La coronación es siempre muy ancha; en el caso citado, 23,20 m. De este modo, con embalse vacío, la coronación no se puede desmoronar en toda su anchura, como consecuencia de la desecación que sufre en un clima como la India, muy seco en ciertas épocas del año.

La tierra empleada en la India es muy propia para la formación de dichos macizos, pues está formada por partes finísimas de arena y arcilla, entrando ésta última en la proporción de 33 por 100; es decir, la justa para llenar los huecos de la arena sin sobrar excesivamente, obteniéndose así la máxima impermeabilidad, sin tendencias a henchirse con la humedad y a resquebrajarse con la sequedad.

La impermeabilidad se consigue sin compresión ni cilindrado ninguno. En la India, al construirse las presas, se movilizaban poblaciones enteras, y cada hombre conducía su espuerta de tierra, que vertía sencillamente en el sitio adecuado, formándose capas de unos 10 centímetros, sujetas sólo a la compresión del paso de la multitud, que tomaba parte en el citado transporte de tierras. Luego las lluvias de los monzones contribuían a dar a la masa un asiento estable.

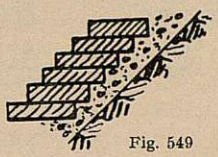


Fig. 549

En la presa de Cummun, antes citada, el paramento de agua abajo está empedrado con grandes sillares puestos en escalera, como indica la figura 549.

Presas de tierra de tipo francés.— Varían poco entre sí las diversas presas construídas de este tipo.

El paramento de agua arriba se protege con un revestimiento escalonado de mampostería o de hormigón, y de este modo, en todas las situaciones del nivel de aguas, las olas no degradarán el talud. La inclinación media de éste es 3/2 (tres de base por dos de altura), y, como decimos, está formado por escalones en que las contrahuellas son muretes inclinados de 1 : 1 a 1 : 3, separados por bermas o huellas de escasa pendiente.

El paramento de agua abajo está formado por una sucesión de taludes de inclinación decreciente a partir de la coronación y separados por bermas más o menos anchas y sensiblemente horizontales. En las presas de débil altura el talud es uniforme de 3/2.

Al pie del talud de agua arriba se construye un rastrillo de mampostería u hormigón, llegando hasta el terreno sólido e impermeable, atravesando las capas permeables y socavables del suelo; a la vez sirve de base al revestimiento del talud de agua arriba y de pantalla a las filtraciones. Para mayor garantía de esto último, por delante y por detrás del rastrillo se coloca una capa de mezcla, convenientemente impermeable, de arena y arcilla (*corroi* de los franceses). Por último, en la base de unión del terraplén con el terreno virgen se establecen otros rastrillos de dicha mezcla

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en número conveniente, cortando también las capas permeables para aumentar las garantías contra las filtraciones.

El talud de agua abajo se planta de césped. Además se establece en él un drenaje para evacuar las aguas de lluvia. No convienen las plantaciones de gran raigambre y gran vuelo, porque éste impide la vigilancia del talud y aquélla dificulta el drenaje.

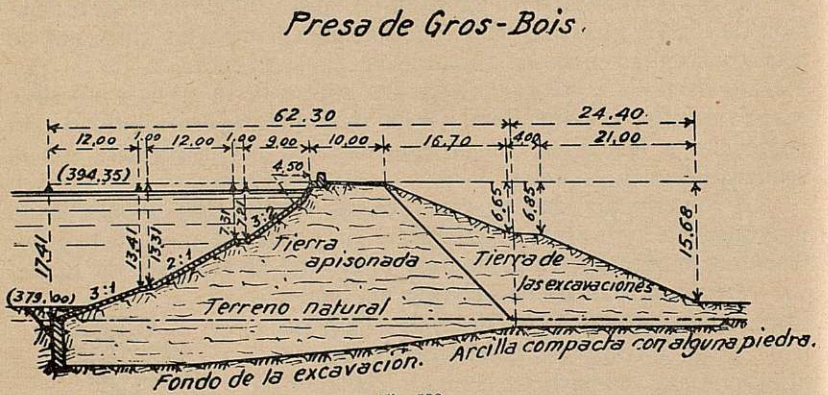


Fig. 550

La figura 550 representa la presa de Gros-Bois. Y la figura 551, la de Charmes; la primera, de 17,40 m, y la segunda, de 17,90 metros.

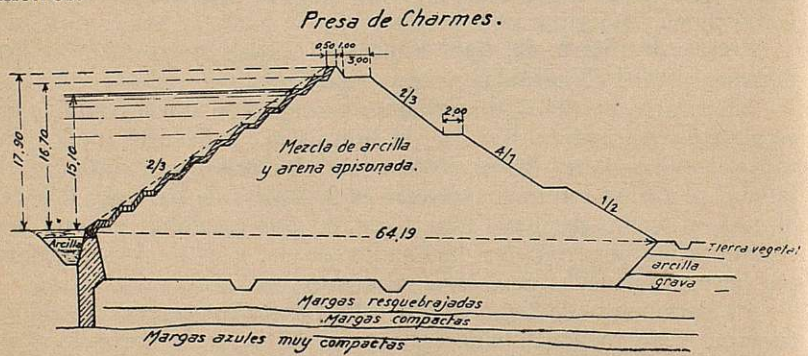


Fig. 551

En las presas de Charmes y Vingeanne el revestimiento se hizo con losas de hormigón (fig. 552), de 20 centímetros de espesor, dejando juntas en la unión de las losas de las huellas con las de las contrahuellas y cada tres metros, medidos en el sentido longitudinal de la presa. Estas losas se ejecutaban sobre el terreno. Las juntas estaban rellenas de arcilla, excepto en su parte superior, que tenían un retundido de mortero.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

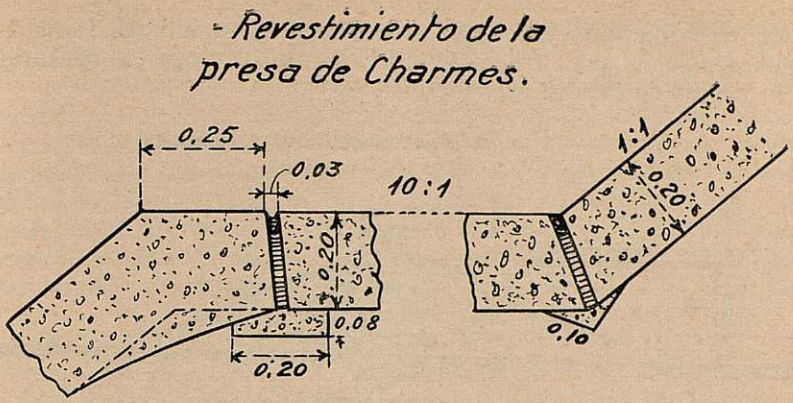


Fig. 552

La indicada presa de Charmes sufrió, a los tres años de terminada y estando el embalse vacío, un gran deslizamiento de tierras hacia el interior del embalse. Se atribuyó este percance al exceso de arcilla que tenían las tierras (el material árido representaba sólo el 44 por 100), a la fluidificación de éstas, y al faltarle componente vertical de la presión de las aguas, quedando embebidas las tierras detrás del revestimiento, éstas se deslizaron.

La figura 553 indica otro tipo de revestimiento empleado en la presa de Bourdon.

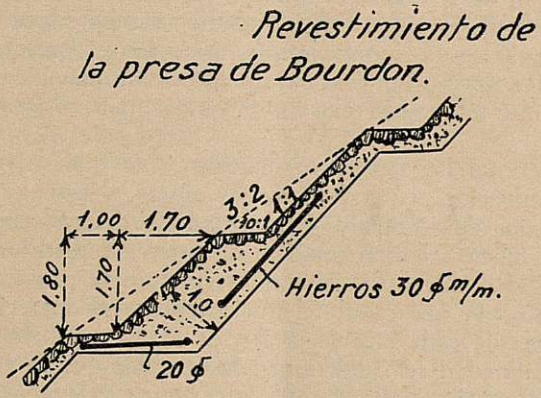


Fig. 553

Bonnet, en su obra *Cours de Barrages,* 1920, cita 11 presas del tipo francés, de las que la de mayor altura llega sólo a los 17,90 metros.

Presas de tierra de tipo inglés.— Son de perfil heterogéneo; es decir, que se separa en ellas la parte que contribuye preferentemente a la impermeabilidad, que se consigue con un núcleo inte-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rior, de la que principalmente proporciona la estabilidad, formada por espaldones que abrigan al anterior núcleo, y que los constituyen tierras de calidad inferior (fig. 554).

Tipo de presa de tierras sistema Inglès

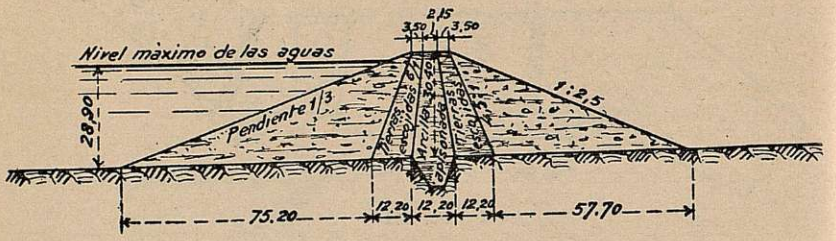


Fig. 554

El núcleo interior está formado por una especie de hormigón, compuesto de grava, arena y arcilla, muy bien mezclado, rociado con agua y apisonado. Este núcleo llega a unirse inferiormente a la capa impermeable del terreno, y se eleva hasta por encima del nivel máximo del embalse. Agua arriba y agua abajo de este núcleo se ponen tierras escogidas, que se apisonan también en capas, y se completa el macizo general con materias terrosas cualesquiera, hasta formar agua arriba un talud, que suele ser de 3 : 1 a 4 : 1, y agua abajo, de 1 1/2 : 1 a 2 1/2 : 1. Tienen así ambos taludes, especialmente el de agua arriba, pendiente más suave que en las presas de embalse de tipo francés, y así debe ser, puesto que en el tipo inglés las tierras junto al paramento están menos comprimidas, y el talud que adoptarán al ser embebidas por el agua será más suave.

El núcleo no llega a la coronación, sino que se queda a un nivel algo superior al máximo de las aguas, y esto a fin de que las variaciones de sequedad y humedad no determinen deterioraciones en el núcleo, con formación de grietas y disminución de su impermeabilidad. Mientras se esté ejecutando la presa, al detenerse el trabajo, hay que cubrir el núcleo con otras materias terrosas o protectoras de otra especie, a fin de evitar también que con el exceso de humedad se fluidifiquen las arcillas que lo forman parcialmente, o que por falta de ella, a causa de la evaporación excesiva, se agrieten. En la parte superior del núcleo su espesor debe ser al menos de 1,20, y oscila entre esta dimensión y la de 2,40 metros.

Como el cubo de materiales impermeables y de los que requieren ejecución cuidadosa es mucho menor en el tipo inglés que en el francés, resulta aquél de menor coste que éste.

Según los ingenieros ingleses, el espesor del núcleo de arcilla debe ser tal, que en cada punto sea, al menos, igual al tercio de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

carga de agua correspondiente. Los macizos laterales en cada punto deben tener un espesor igual al del núcleo.

A veces la presa está formada sólo por el núcleo central y los terraplenes generales de materias terrosas, suprimiendo así los dos terraplenes de materiales intermedios. Esta disposición es la que se empleó en la presa de Pilarcitos (fig. 555), que embalsa 4,5 millones de metros cúbicos, para contribuir al abastecimiento de aguas de San Francisco de California. Esta presa tiene 192 metros de longitud y 28,50 m de altura por encima de la superficie del terreno. El talud de agua abajo es de 2,5 : 1, y el de agua

Presa de Pilarcitos.

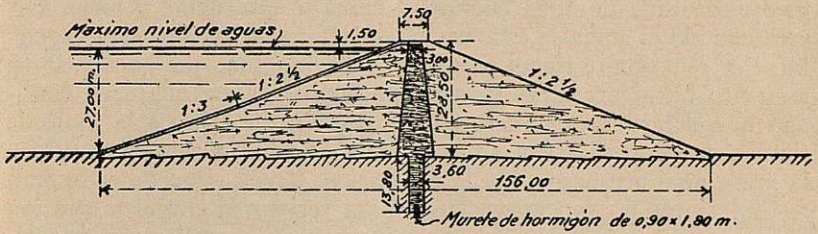


Fig. 555

arriba es de 2,5 : 1 en la parte superior, y de 3 : 1 en la inferior. El núcleo baja hasta 3,60 m por debajo de la superficie del terreno, con el fin de arraigar en una capa de roca impermeable.

A pesar de la plasticidad que tiene el núcleo de arcilla en el tipo inglés, es preciso vigilar continuamente el pie del talud de agua abajo para convencerse de que no se manifiestan filtraciones que indiquen averías en el núcleo y, por consiguiente, peligro de saturación de la masa terrosa y de su deslizamiento o desmoronamiento.

Se podría pensar en formar el perfil de la presa con un núcleo exterior impermeable formado junto al talud de agua arriba, y el resto construirlo de materiales terrosos cualesquiera. Pero esta disposición tiene los inconvenientes de que dicho macizo impermeable quede influenciado por el asiento que en menor o mayor grado experimenta el terraplén general, y con este asiento se producirían dislocaciones y grietas que comprometerían la impermeabilidad de la presa. Además, estas grietas se formarían también al secarse las arcillas, al descender el nivel de aguas en el embalse, y, en cambio, éstas se fluidificarían al mojarse. Por ello no se emplea la indicada disposición.

Y aun el tipo inglés ha entrado en desuso después de algunos desastres ocurridos en presas construídas con arreglo a él.

En España se han construído de este tipo las presas de Logroño, de 10 m de altura, con talud de agua arriba, de 2,8 : 1, y de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

agua abajo, de 3 : 2, y la de Egea (Zaragoza), con 14 m de altura; talud de agua arriba, de 3 : 1, y de agua abajo, de 3 : 2.

Presas de tierra con pantalla interior de fábrica. — En Alemania y Norteamérica hay algunos tipos de presas de esta clase, en que la fábrica suele ser de hormigón o de mampostería.

El núcleo de fábrica es, indudablemente, más eficaz que la arcilla para cortar las filtraciones que pueden originarse a través del macizo de tierras, y parece que debía ser el mejor procedimiento para conseguir la impermeabilización, especialmente cuando el terreno proporciona a profundidad escasa una capa impermeable en donde arraigar el muro.

Pero contra esta disposición se argumenta diciendo que bajo el empuje variable de la masa terrosa de agua arriba, alternativamente saturada de agua cuando el embalse está lleno, y luego casi seca cuando el embalse está vacío, el diafragma rígido puede agrietarse, y por estas grietas formarse vías de agua, que pueden ir en aumento hasta arrastrar la masa terrosa de agua abajo en cantidad que determine el vuelco de la pantalla al faltarle la mole de tierras que contribuye a su estabilidad, como sucedió en 1910 en la presa de Yucesberg y en la de Turkey Creek. Porque estos muros interiores no son proyectados para resistir la completa presión del agua del embalse, sino que actúan como pantalla impermeabilizadora; de modo que el espaldón de agua abajo resiste a la presión del agua apoyando al muro, cuando el embalse está lleno, mientras que el espaldón de agua arriba a embalse vacío resiste el empuje transmitido al muro por el terraplén de tierras de agua abajo, y ambos espaldones protegen al muro, evitando las variaciones bruscas de temperatura en su masa y la formación, por ello, de grietas. Teóricamente, si el agua filtrase por el espaldón de agua arriba y llegase al muro, éste tendría que resistir la completa presión hidrostática que corresponde a la situación del punto que se considerase.

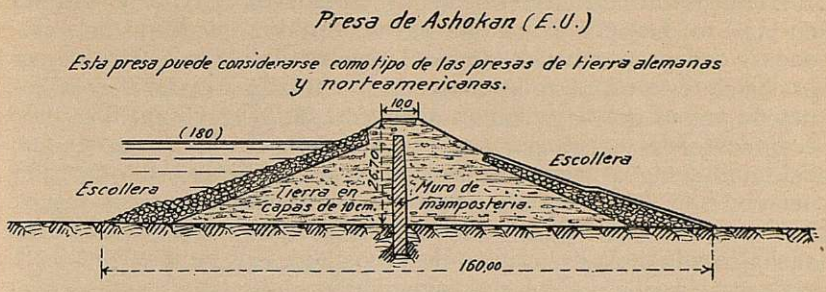
El espesor del muro (que no debe llegar más que hasta el nivel máximo de las aguas del embalse o un poco por encima, quedando cubierto en su coronación por tierras) es en esta coronación de 0,90 a 1,80 m, y los dos taludes son uniformes, hasta llegar a la superficie del terreno, donde comienza la cimentación, que tendrá cajeros verticales o con talud contrario al anterior. El espesor del muro en dicha superficie del terreno es de 1/6 a 1/7 de la carga de agua total. En vez de talud con inclinación continua puede hacerse escalonado el muro, con incremento de espesor, equivalente al determinado antes con los taludes dichos.

Podría pensarse en fortalecer el muro haciéndolo de hormigón armado; pero a no hacerlo con el correspondiente espesor de fábrica y armadura, que corresponde a la presión hidráulica total, y esto sería muy caro, el muro continuaría teniendo los inconvenientes antes indicados. En cambio, en el tipo inglés el núcleo de arcilla

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

conserva cierta plasticidad y se adapta a los asientos de la obra sin perder su impermeabilidad.

La figura 556 representa la presa de Ashokan, que forma parte



Fig, 556

de las que originan el embalse del mismo nombre, que proporciona aguas a New York. Esta presa se construyó hacia los años 1910 al 14. Tiene 26,70 m de altura máxima. El núcleo de hormigón tiene 3 m aproximadamente de ancho en la base y 1,20 m en la coronación que queda por debajo de la presa y por encima del nivel máximo de las aguas. Los taludes de las tierras son de 2 de base por 1 de altura en ambos paramentos. Tiene en éstos protección de escollera, excepto en una zona, junto a la coronación.

Entre el grupo de esta clase de presas surge por su extraordi-

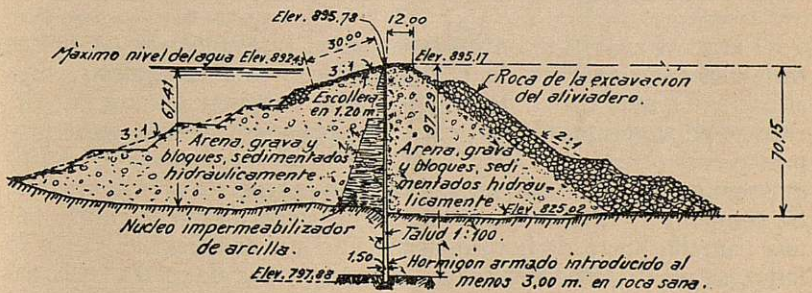


Fig. 557

naria altura la de Tieton (E. U.), que se representa en la fig. 557, y cuya descripción puede verse en *Engineering News-Record* (1 de diciembre de 1921, pág 890, y 30 de septiembre de 1926, página 544). Llama la atención, en primer lugar, la altura de la presa sobre el cauce, que es de 70,15 m, y la del núcleo de hormigón armado sobre el banco de roca, que es de 97,29 m, y añadidos a és-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tos otros tres, que al menos se introducen en la roca, da un total de 100,29 m.

El núcleo impermeabilizador lo forma la pantalla de hormigón, fuertemente armado, de 1,50 m de espesor en la base, y termina en 0,30 m. Delante de aquélla va un espaldón de tierras seleccionadas, que proporcionan también impermeabilidad. Y tanto agua arriba de éste como agua abajo de la pantalla van otros espaldones de arena, grava y bloques sedimentados hidráulicamente (procedimiento del que luego nos ocuparemos). En la parte superior del talud de agua arriba, en la zona correspondiente a la oscilación del nivel de aguas, va un revestimiento de escollera de al menos 1,20 m de espesor. El talud de agua abajo se reviste con escollera suelta sacada de la excavación del aliviadero. Los taludes son: 3 : 1 el de agua arriba, y 2 : 1 el de agua abajo.

Corte de una presa del tipo Ambursen.

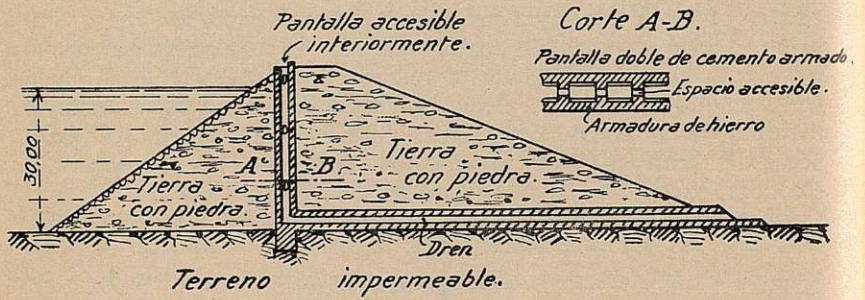


Fig. 558

Para evitar los inconvenientes antes reseñados de las presas con núcleo de fábrica, en el que pueden formarse grietas, cuya situación es muy difícil de fijar por estar cubierto el muro por tierras, y, por lo tanto, la reparación resultaría costosísima, se ha propuesto en Norteamérica, por la casa constructora *Ambursen, un tipo de presa de tierra con diafragma hueco,* que representa la figura 558. Se compone esencialmente de un núcleo impermeable formado por una pantalla hueca de hormigón armado que es accesible, y, por lo tanto, se puede reconocer si hay la menor traza de grieta en la pared de agua arriba y repararla antes de que constituya peligro para la obra. Las filtraciones que pueden producirse, sin grietas o con grietas, se recogen inferiormente, y por drenes visitables se llevan agua abajo de la presa, de modo que la masa terrosa de agua abajo queda libre de agua filtrante.

Este tipo parece reunir todas las garantías. A él pertenece la presa de escollera cuyo proyecto se eligió en el Concurso celebrado para construir una sobre el Oued-Kebir (Túnez) *(Le Génie Civil,* 17 de junio 1922, pág. 537), de 36 m de altura (fig. 578).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presas de tierra sedimentada.— Cuanta más altura tenga una presa de tierra más suaves han de ser los taludes inferiores de los paramentos, a fin de que no tengan las tierras tendencia a deslizar. Dicha condición aumenta considerablemente el volumen del terraplén, y como no siempre se encuentran tierras en cantidad suficiente y de buena calidad cerca de la presa, hay que traerlas de lejos y con medios de transporte y excavación mecánicos; todo lo que encarece el total de la obra, hasta el punto de que a partir de ciertas alturas resultaría más económica la presa de fábrica si tuviese ésta buena cimentación. Por otra parte, con el desarrollo que desde hace años viene adquiriendo el empleo del agua para riego y producción de energía hidroeléctrica, y teniendo en cuenta que los embalses grandes proporcionan mayor economía que los pequeños en metro cúbico de agua embalsada o kilovatio-hora producido, se han ido sucediendo proyectos de presas de gran altura. Y cuando el valle, por sus condiciones de anchura o dificultad de cimentación de presa de fábrica, es indicado para cerrarlo con presa de tierra, al resultar muy grande el volumen de ésta, aumentan con él las dificultades de su ejecución y el coste, como ya hemos dicho.

Los americanos, en muchos de estos casos, para conseguir la deseada economía, han empleado y emplean, especialmente en California, el procedimiento de arrastre y sedimentación hidráulica.

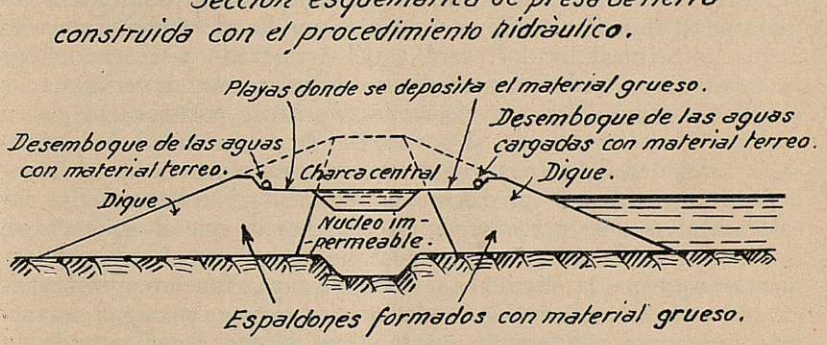


Fig. 559

Consiste en atacar las tierras en su situación originaria, con las que se quiere formar la presa, con chorros de agua a presión de 8 a 12 atmósferas. Las tierras emulsionadas por el agua son recogidas por canaletas o tuberías, que con inclinación adecuada para el transporte del material sólido arrastrado por el agua, las llevan al punto de ubicación de la presa (fig. 559). Antes se ha limitado la zona de ésta por diques de escollera o material térreo, o por palizadas de madera situadas junto a los paramentos de aquélla. Las canaletas o tuberías desembocan junto a estos atajamientos, for-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mando una gran charca, en la que se va sedimentando el caudal sólido en orden inverso de tamaño a la distancia de ingreso en la charca; es decir, el más grueso cerca de los puntos de desemboque; el más tenue, en la parte más alejada; esto es, en la zona media. Así la presa queda constituída por un núcleo central impermeabilizador formado por la sedimentación del material más tenue, y acompañado o abrigado, agua arriba y agua abajo, por espaldones de material más grueso que contribuyen a la estabilidad. De modo que, en esencia, se forma así una presa análoga a la del tipo inglés.

El agua sobrante de la charca se evacua a través de los diques laterales y por aliviaderos.

Este ingenioso procedimiento tuvo su origen en la explotación de los placeres auríferos, en los que al ser deslavadas las tierras y arrastradas sus partículas, éstas se sedimentaban luego, constituyendo bancos de gran consistencia. Se utilizó más adelante esta idea para formar presas de altura escasa, para determinar depósitos de sedimentación de aquellas materias, a fin de no perjudicar a las explotaciones hidráulicas de agua abajo. Y luego ya entró en uso, hará aproximadamente medio siglo, para la formación de embalses con destino a riego y producción de energía hidroeléctrica.

La sola enunciación del método sugiere la necesidad de vigilar la marcha de la sedimentación, y dentro de ella la relación entre el caudal afluente, sección mojada del paso de éste, cauces que cree dentro de la charca, altura y capacidad de los aliviaderos, etc., pues si la velocidad de aguas en la parte central es mayor que la necesaria para depositar el elemento tenue que ha de constituir el elemento impermeabilizador, será aquél arrastrado y evacuado por los aliviaderos, y la zona media se formará con materiales más gruesos y permeables, que determinarán capas porosas, que deben evitarse. Por el contrario, si por exceso de profundidad de la charca la sección de paso de aguas es muy grande y escasísima la velocidad resultante, se provocará la sedimentación de material excesivamente tenue, ocasionando los peligros de que al aglomerarse las partículas, llenando el agua sus huecos, por ser éstos excesivamente pequeños, la eliminación del agua tarda muchos meses, quizá años, en efectuarse. De modo que las tierras, en lugar de formar una masa consistente, quedan semiflúidas, constituyendo en el interior de la presa una enorme burbuja, sujeta a deformaciones, según esté el embalse, vacío o lleno, y ocasionando presiones laterales, como materia flúida de densidad mucho mayor que la del agua, y esta circunstancia determinó corrimientos enormes en algunas presas de este tipo, como en la de Necaxa (1909), Calaveras (1918) y Alexander (1930).

Por lo tanto, hay que seguir con sutil observación la marcha de los trabajos, dirigiendo las aguas por palizadas para que no se formen corrientes que lleven el material permeable a la parte central y para no dejar sedimentar los elementos excesivamente tenues (menores que 0,01 mm), a cuyo efecto se dará a los aliviaderos la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

altura y capacidad en relación con el caudal afluente, y se recrecerán los diques laterales cuando la altura del aliviadero y profundidad de la charca lo requieran.

Estudiadas las causas de las roturas de presas de este tipo especialmente por A. Hazen (*Transactions of Am. Soc. Civil Engineers,* 1919-20; *Annales des Ponts et Chaussés,* 1921; *Giornale del Genio Civile,* 1922), se ha podido comprobar que el núcleo de algunas presas formadas por sedimentación hidráulica estaba constituído en gran parte por partículas arcillosas de 1 a 3 milésimas de milímetro, y que el material más grueso de dicho núcleo alcanzaba apenas la dimensión de 30 milésimas de milímetro, dimensiones inferiores a la de la arena más fina. Si se aplican a estos materiales las leyes de las aguas filtrantes, se precisarían muchos años para que las que empapen dichas partículas encontraran salida. Las partículas del núcleo, al sedimentarse, tienen una proporción de huecos rellenos de agua de un 70 por 100 de su volumen total, y con ella la consistencia es flúida. Para conseguir con la eliminación de esta fluidez la compacidad conveniente, ha de reducirse la proporción del agua a menos del 35 por 100.

Como la causa de la lentísima eliminación del agua es la extraordinaria sutileza de las partículas terrosas, el remedio está en que el procedimiento hidráulico no permita depositarse las excesivamente tenues, y el límite práctico mínimo admitido es el de 10 milésimas de milímetro. Las más pequeñas deben ser eliminadas por los aliviaderos o a través de los diques, y la velocidad mínima del agua en la charca no debe permitir la sedimentación de dichas partículas menores.

Deben extraerse muestras del núcleo ya formado para ir comprobando la sutileza de las partículas y la cantidad de agua aglomerada en ellas.

Para comprobar la marcha de la fluidez del núcleo en las cinco presas construídas en el valle del río Miami (E. U.) para defensa de inundaciones, se inició el empleo de un aparato ideado por Goldbeck (fig. 560), que después se ha usado en otras presas construídas posteriormente. Este aparato sirve para medir la presión de las tierras. Consiste en una caja metálica, cerrada, de paredes ligeramente móviles, al interior de la cual se le puede inyectar aire comprimido. Esta caja queda colocada entre las tierras del núcleo, horizontal o verticalmente, según se desee conocer la presión vertical u horizontal de aquéllas. Con esta presión las tapas de la caja se deforman, y cuando se quiera medir se inyecta aire comprimido, y al igualarse la presión interior de la caja con la exterior a ella, es decir, cuando las tapas adquieren la forma correspondiente a su situación al aire libre, reinando también dentro de la caja la presión atmosférica, se produce un contacto eléctrico, que se aprecia al exterior en virtud de la conducción eléctrica a través del tubo a propósito, y la presión de las tierras será igual a la del aire comprimido inyectado.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las observaciones de este aparato indican que cuando la masa del núcleo es flúida hay igualdad de presiones en los dos planos, vertical y horizontal. Sucesivamente, al consolidarse aquél, va dis-

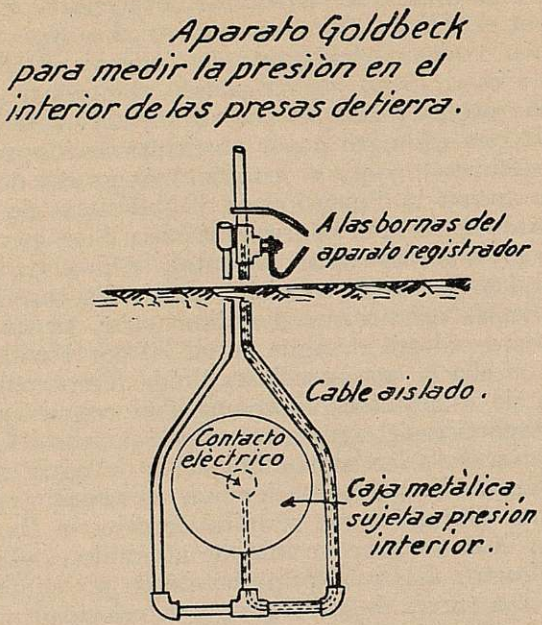


Fig. 560

minuyendo la presión sobre el vertical, quedando sólo vigente la presión sobre el horizontal debida a la gravedad. Este rudimentario aparato sólo da indicaciones que no pueden tener absoluta garantía.

Un procedimiento para conseguir la estabilidad de las presas hechas con sedimentación hidráuliça, aun en los casos de excesiva fluidez del núcleo, consiste en dar dimensiones suficientes a los diques o zócalos de escollera, que junto a los paramentos limitan la charca central durante la ejecución de la presa, para que, teniendo en cuenta el coeficiente de rozamiento de ellos, que no debe suponerse mayor de 0,50, den garantía de estabilidad contra la presión horizontal de la masa flúida. También contribuyen a la estabilidad los revestimientos de piedra de los paramentos, que tendrán mayor eficacia cuanto mayores espesores tengan, más suave talud y mayor densidad el material.

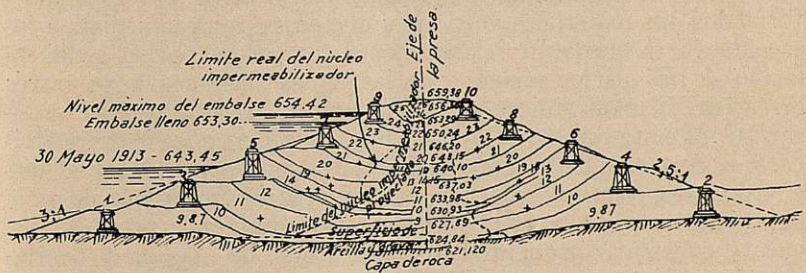
No siempre se encuentran los materiales térreos adecuados para la formación de las presas a altura y distancia convenientes para transportarlos por gravedad después de mezclados con el agua. Cuando quedan muy alejados, se excavan por medios mecánicos (palas, *dragalinas*, etc.) y se transportan por trenes que terminan su recorrido sobre vías situadas en caballetes que se ponen junto

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a los paramentos de la presa, y desde donde se vierten las tierras, formando diques laterales. Los taludes interiores de éstos son atacados con chorros de agua a presión desde chalanas que flotan en la charca. Este procedimiento se llama por los americanos semihidráulico *(semi-hydraulic fill)*, y el anterior se denomina simplemente hidráulico *(hydraulic fill)*.

Otras veces, encontrándose cerca de la presa las tierras, no están a suficiente altura para transportarlas por gravedad mezcladas con el agua. Entonces, atacadas por los chorros del agua y recogida la mezcla al pie de los taludes, es elevada a la charca central por medio de bombas. Así, en la presa Fernando, de 44 metros de altura, que sirve para embalsar 28 millones de m³ de agua para abastecimiento de Los Angeles (California), se atacaban las tierras con chorros de agua a presión de 12 atmósferas, utilizando lanzas de 5 cm de diámetro colocadas en mangas de 10 cm, en un radio de 900 m. Las tierras contenían un 20 por 100 de arcilla. La mezcla, con un 10 por 100 de materia sólida, era impelida por bombas centrífugas en tubos de 35 cm de diámetro, pudiendo alcanzar la altura de 15 m, lo que hacía preciso tres sucesivas elevaciones para los 44 m de la presa. Se consiguió así colocar en obra 3 000 m³ de tierras diariamente.

Presa de Sommerset, en Massachussets (E. U.) de 32 m. de altura y 634 m. de longitud.



Los números 9 al 25 indican las semanas desde el comienzo de los trabajos. En la parte central, al lado de la indicación de las semanas, figuran las ordenadas de la superficie de la presa en ejecución. Los caballetes se numeran del 1 al 10. La altura de estos caballetes es de 4,60 à 6,10 m.

Fig. 561

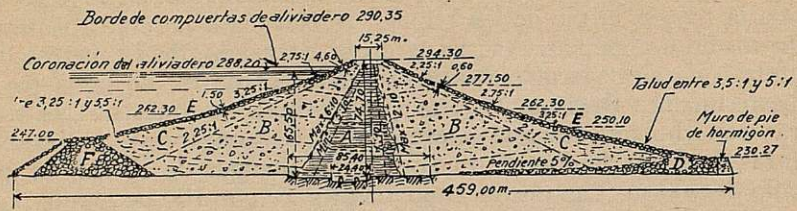
La figura 561 indica esquemáticamente el perfil de la presa de Sommerset (E. U.), construída semi-hidráulicamente. Tiene 32 m de altura. Talud de agua arriba, 3 : 1; de agua abajo, 2,5 : 1.

Las tres mayores presas construídas de este tipo de sedimentación hidráulica son las de Cobble Mountain, de 70,70 m de altura; Saluda, 63,4 m; Davis Bridge, de 60 m (todas en los E. U.).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La primera se representa en la figura 562. Embalsará 88 millones de metros cúbicos. Se ha construído empleando en parte el procedimiento hidráulico y en el resto el semi-hidráulico. La presa queda formada por las partes siguientes: *A*, núcleo central impermeabilizador con partículas mayores que 0,01 mm. *B*, dos espaldones contiguos formados por arena, grava y cantos, resultado de la

Presa de Cobble Mountain, sobre el rio Little Mass. (E.U.)



A - Núcleo central arcilloso, sedimentado hidráulicamente, cuyas particulas tienen aproximadamente 0,01 m/m.
B - Espaldones de arena, grava y cantos gruesos depositados y consolidados hidráulicamente.
C - Espaldones de materiales vertidos, colmatados en parte por los arrastres de las filtraciones à traves de los espaldones *B*
D - Capas de escollera que se colocan antes de comenzar el procedimiento hidráulico.
E - Revestimiento de escollera de los taludes.
F - Presa-ataguia de escollera, de 24 m. de altura, previamente construida para desviar las aguas.

Fig. 562

sedimentación del caudal sólido grueso. *C*, otros dos espaldones formados por materiales vertidos y que en su zona inmediata a los espaldones *B* quedarán relativamente compactos por la sedimentación de las partes térreas que las aguas filtrantes a su través arrastren. *E*, revestimientos de escollera en los taludes, que alcanzan su máximo espesor, 4,50 m, en la zona más alta de agua arriba, que corresponde a la oscilación del nivel del embalse y al resguardo para rompiente de las posibles olas. *F*, una presa de escollera de 24 m de altura, que queda incorporada a la presa total y que se construyó primeramente para servir de ataguía y desviación de las aguas durante el período constructivo. *D*, capa de escollera que puede servir de drenes y que se limita por un murete de hormigón. Los taludes son: 2,75 : 1 y 3,25 : 1, respectivamente, en las partes alta y baja de agua arriba. Y análogamente: 2,25 : 1, 2,75 : 1 y 3,25 : 1, en el paramento de agua abajo. Esta presa, con 210 m de longitud, cubicará 1 400 000 m³ de tierras. Ninguna obra de desagüe la atraviesa (la descripción detallada puede verse en *Engineering News-Record*, 1928, 26 julio, pág. 124).

La presa de Saluda es representa en la figura 563. Tiene 63,40 m y embalsará 2 800 millones de metros cúbicos, cifra que creemos sea la segunda en capacidad de embalse conseguida hasta ahora. Su longitud es extraordinaria: 2 400 m. Así lo es también el volumen de tierras que requiere, y que ha alcanzado el máximo de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Corte transversal de la presa de Saluda, por una de las tuberías de presión.

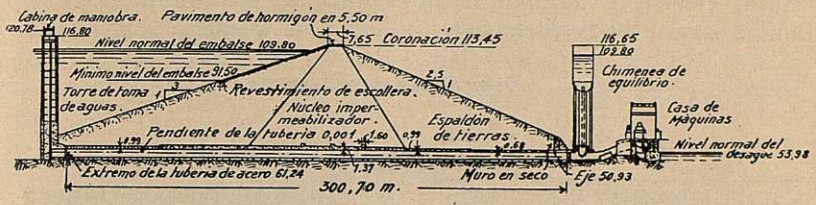


Fig. 563

todas las presas construídas: 8 200 000 m³, sin comprender la escollera. La figura 564 indica un perfil esquemático de su formación, en la que se emplea el procedimiento semi-hidráulico. Entre las particularidades dignas de notar en esta presa figura el que los desagües la atraviesan. Los forman cuatro tuberías de acero de 17 mm de espesor y de 4,88 m de diámetro para toma de aguas de la Central, alojadas en parte en zanjas abiertas en la roca y revestidas aquéllas de hormigón. Además existe un desagüe de fondo semicircular de 14,65 m de diámetro. Estas tuberías van provistas de anillos salientes de hormigón para la mejor unión a las tierras. Cada tubería de presión tiene en su origen una torre de toma con válvula de cierre, y en punto inmediato a su final,

Sección de la presa de Saluda, indicando los sucesivos depósitos de materiales.

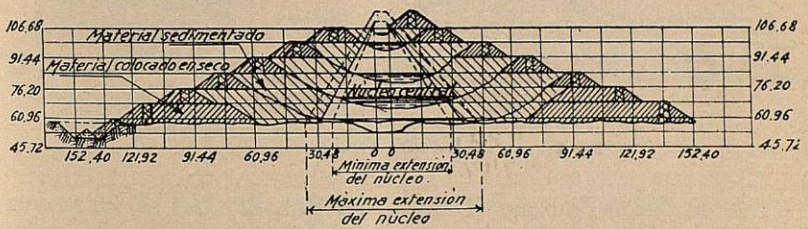


Fig. 564

una chimenea de equilibrio. Ya indicamos los peligros que tiene esta disposición de tuberías atravesando las presas de tierra. La descripción detallada de esta importante obra puede verse en *Engineering News-Record,* 25 de abril de 1929, pág. 669; *Energía Eléctrica,* marzo 1930, pág. 200, y *Revista de Obras Públicas,* 1 de agosto de 1930, pág. 366.

La presa de Davis Bridge, de 60 m de altura, también construída por el procedimiento hidráulico, puede verse descrita en *Engineering News-Record* (7 febrero de 1924, pág. 235).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La presa de Gatun sirve para formar el lago artificial navegable que regula las crecidas del Chagres, en el Canal de Panamá. Se representa en la figura 565. Tiene 34,50 m de altura. El macizo central está formado por el procedimiento semi-hidráulico. Los taludes llevan espesísimos revestimientos de escollera e inclinación

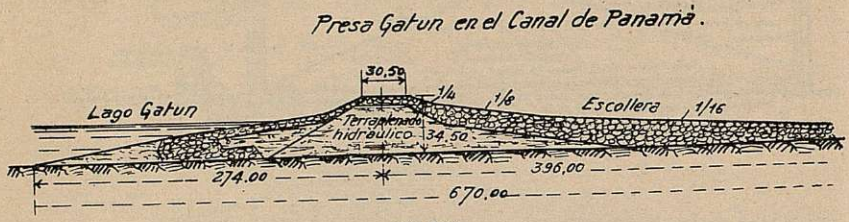
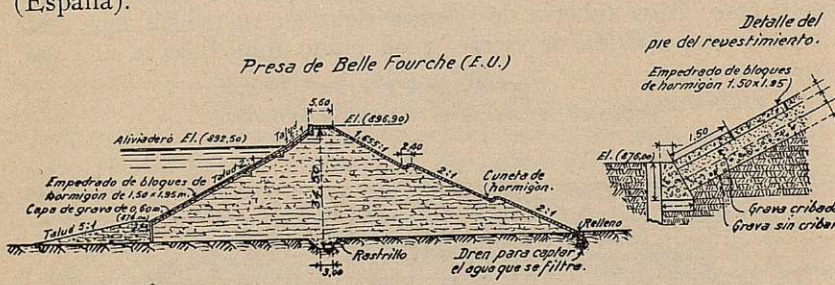


Fig. 565

suavísima de 4 : 1 y 7,67 : 1, en el de agua arriba, y 4 : 1, 8 : 1 y 16 : 1, en el de agua abajo.

La coronación tiene 30,50 m de ancho, y la base, 670 m. Se ve que se ha querido formar un enorme macizo con sobradísima resistencia.

Algunos tipos modernos de presas de tierra de perfil homogéneo. — Citaremos la de Belle Fourche (E. U.) y Sotonera (España).



Figuras 566 y 566 *a*

La de Belle Fourche (Dakota del Sur, E. U.) se representa en la figura 566. Se construyó en los años 1906 al 1911. Su altura máxima es de 34,50 m. La longitud, 1 947 m. El aliviadero tiene 94 m de largo. El ancho de la coronación es de 5,6 m. El desnivel o resguardo entre la coronación de la presa y la del aliviadero es de 4,40 m. La presa tiene agua abajo dos banquetas de 2,40 m de ancho. El talud en la zona superior de agua abajo es de 1,65 : 1, y en las zonas inferiores, de 2 : 1. El talud de agua arriba es de 2 : 1, hasta 20 m por debajo de la coronación, en que después de una fila de pilotes de 4,80 m de longitud por 0,25 m de diámetro, y espaciados 0,90 m, se forma una banqueta de 3,60 m y un talud inferior de 5 : 1.

El revestimiento del talud de agua arriba está constituído por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

una capa de grava sin cribar de 0,30 m de espesor, que descansa encima de las tierras. Sobre ella insiste otra capa de grava cribada del mismo espesor de 0,30 m. Y sobre ella un revestimiento de losas de hormigón de 0,20 m de espesor.

El macizo general está formado por tierras de composición adecuada con mezcla de gravas, y todo ello humedecido y apisonado con rodillos. Las tierras se colocan en capas de 0,15 m de espesor.

El volumen de la presa es de unos 1 200 000 m³ de tierras y de 20 000 m³ de mampostería.

Actualmente se construye en los Riegos del Alto Aragón una gran presa de tierra (fig. 567), proyectada por los ingenieros de Caminos D. José Nicoláu y D. Félix de los Ríos, para formar el

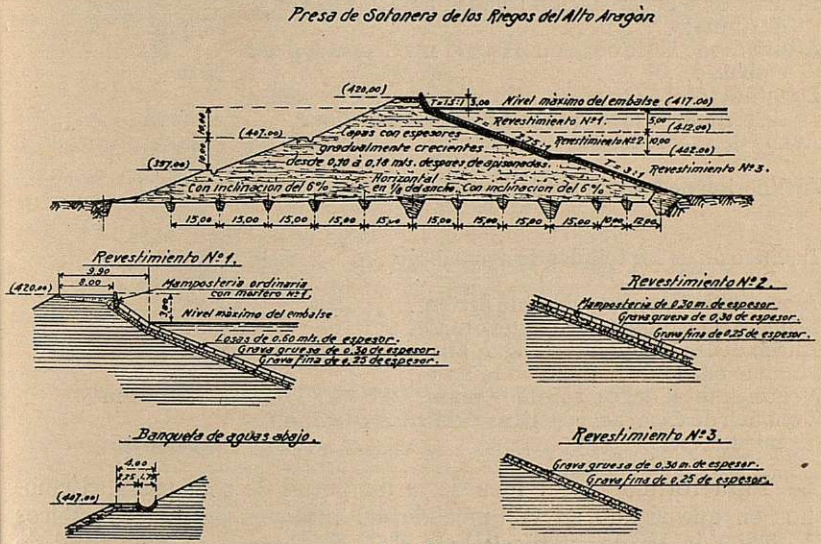


Fig. 567

pantano de la Sotonera, establecido sobre los valles del Sotón y Astón, que recogerá no sólo las aportaciones de dichas cuencas, sino también las de un canal que derivará aguas del río Gállego, y quizá también las del Cinca, en virtud de una presa de embalse y de otro canal de derivación.

La presa se ejecuta con una mezcla de tierras arcillosas y gravas en proporción conveniente, que se apisona con rodillos, hasta producir tal apelmazamiento que la densidad supere a 2.

El talud de aguas arriba se protegerá con revestimiento, que varía desde la coronación al pie de la presa. Hasta 8 m de profundidad por debajo de la coronación, el revestimiento (revestimiento n.º 1, fig. 567) se formará por una capa de grava fina de 0,25 m, otra de grava gruesa de 0,30 m y una de losas de hor-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

migón de 0,60 m de espesor. Desde 8 m hasta 18 m de profundidad, el revestimiento (revestimiento n.º 2, fig. 567) estará formado por las mismas capas de grava y por mampostería de 0,30 m de espesor. Y desde 18 m de profundidad hasta el pie de la presa, el revestimiento (revestimiento n.º 3) se formará sólo por las capas de grava mencionadas.

La presa tiene 13 rastrillos de arraigo, de los que cuatro son mayores que los restantes. Excepto los tres primeros, los demás tienen dren para recoger las filtraciones, bien procedan de la ladera o del embalse.

Las características principales de dicha presa son las siguientes:

Longitud máxima del embalse	7 kilómetros
Capacidad útil del embalse	189 millones de m^3
Altura máxima de la presa	31,8 m
Altura desde la coronación hasta el fondo de la zanja de drenaje	38,6 m
Altura desde la coronación hasta el nivel máximo del embalse	3 m
Longitud total de la presa, comprendidas las secciones de terreno natural que se utilizan como dique	4 366 m
Ancho de la coronación	8 m
Inclinación de los taludes de agua arriba	3 : 1 2,75 : 1 1,50 : 1
Inclinación de los taludes de agua abajo	2 : 1 2,25 : 1 2,50 : 1
Ancho de la banqueta de agua arriba	3 m
Número de banquetas de agua abajo	2
Ancho de las banquetas de agua abajo	4 m
Máximo ancho de la presa en la base	175 m
Volumen total del cuerpo de la presa	4 239 000 m^3
Volumen de excavaciones para cimientos y empotramiento	418 000 m^3

Para formar mejor idea de la magnitud de esta presa, fijémonos en que siendo su volumen de 4,2 millones de metros cúbicos y debiendo su densidad superar a 2, se obtiene un peso total de gravas y tierras arcillosas de unos 9 millones de toneladas. Contando con trenes de 20 vagones de 10 toneladas de carga útil, la obra requerirá 45 000 trenes, y suponiendo que cada media hora se pueda arrancar, cargar y descargar, mezclar, extender, regar e incorporar al macizo del dique mediante apisonamiento con rodillos la carga de un tren, son precisas 22 500 horas de trabajo, o sea, 2 810 jornadas de ocho horas, y como los días laborables al aire libre son 270 al año, la ejecución tardará diez años y medio (véase el artículo del ingeniero de Caminos D. Luis de Fuentes en *Ingeniería y Construcción* de junio de 1924).

La figura 568 indica una presa de tierra con la que en el canal del Salto de Serós (Lérida) se cierre el valle de Utchesa, para formar uno de los embalses de regulación, a los que ya nos hemos referido antes. La parte *A* es un rastrillo formado con arcilla, con profun-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

didad de 3 a 4 m, hasta alcanzar capa impermeable. El espaldón *B* está formado por material arcilloso humedecido y cilindrado en capas, formando la parte impermeabilizadora. El núcleo *C* está constituído por material más árido. Y el *D* es de material cualquiera procedente de la excavación. El dique de escollera *F* sirve de dren. Atraviesa la presa un conducto cerrado por una válvula, que

Presa de tierra en el valle Utchesa, canal de Serós (Lérida)

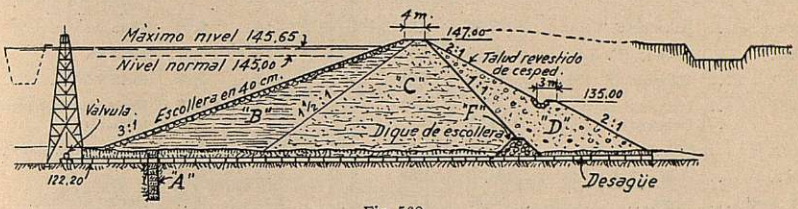


Fig. 568

se puede manejar desde la torre metálica, y sirve para desaguar el embalse en caso preciso. La altura de esta presa es de 24,80 m, y su longitud, 365 m. Junto a ella, en la ladera, está el aliviadero, que ya se representó en la figura 212, y que es capaz para 300 m^3/s.

A continuación damos una relación de presas de tierra de altura superior a 30 m, tomada de *Transactions of American Society of Civil Engineers* (1924, pág. 59), que publica la Memoria "The Design of Earth Dams", de Joel D. Justin:

RELACION DE ALGUNAS PRESAS DE TIERRA DE ALTURA SUPERIOR A 30 METROS

(«Transactions of American Society of Civil Engineers», 1924, pág. 59)

Nombre de la presa	Localidad	Máxima altura	Resguardo	Taludes agua arriba	Taludes agua abajo	Ancho de la coronación	Observaciones
Cobble Mountain..	Mass. (E. U.).....	74,70	6,10	3,25 : 1 2,75 : 1	3,25 : 1 2,75 : 1 2,25 : 1	15,25	Hidráulico y semi-hidráulico.
Tieton.....	Wáshington (E. U.)...	70,15	—	3 : 1	2 : 1	12,00	Semi-hidráulico. Pantalla de hormigón armado.
Saluda.....	Car.ª S. (E. U.).....	63,40	3,70	3 : 1	2,5 : 1	7,50	Semi-hidráulico.
Davis Bridge.....	Vermont (E. U.).....	60,00	—	3,5 : 1 3 : 1	3,5 : 1 2,5 : 1	7,50	Hidráulico.
Calaveras *.....	California.....	72,00	3,00	3 : 1	2,5 : 1	7,50	Semi-hidráulico.
Little Bear Waley.	Idem	60,00	4,50	2,5 : 1	2 : 1	6,00	Núcleo hormigón.
Necaxa *.....	Méjico	57,00	4,80	3 : 1	2 : 1	16,20	Núcleo arcilla, hidráulico.
Terrace,.....	Colorado (E. U.).....	54,00	4,50	3 : 1	2 : 1	7,50	Pantalla hormigón. Núcleo arcilla, hidráulico.
Swift.....	Montana (E. U.).....	49,50	—	1,25 : 1	—	—	—
Linville *.....	N. C. (E. U.).....	48,00	7,20	3 : 1	2,5 : 1	6,00	Semi-hidraulico.
Padly Creek.....	Idaho (E. U.).....	48,00	9,00	2,7 : 1	2,3 : 1	10,50	Hidráulico.
Terrace.....	Colorado (E. U.).....	47,10	1,50	4 : 1	2 : 1	6,00	—
Goose Creek.....	Idaho (E. U.).....	43,50	2,25	3 : 1	2 : 1	4,80	Pantalla hormigón armado.
Idaho Irr Colo....	Idaho (E. U.).....	40,50	—	3 : 1	2,5 : 1	12,00	—
Patillas.....	Puerto Rico.....	40,50	—	3 : 1 2 : 1	2 : 1	6,00	Semi-hidráulico.

* Las presas que llevan esta indicación han sufrido deslizamientos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Nombre de la presa	Localidad	Máxima altura	Resguardo	Taludes agua arriba	Taludes agua abajo	Ancho de la coronación	Observaciones
Ochaco	Oregón (E. U.)	37,80	4,50	2,5 : 1	2 : 1	5,40	Hidráulico.
San Leandro	Calif. (E. U.)	37,50	1,50	3 : 1	2,5 : 1	8,40	Idem.
Catawba	N. C. (E. U.)	36,00	7,20	3 : 1	2,5 : 1	6,00	Idem.
Englewood	Ohío (E. U.)	37,20	4,90	2 : 1 4 : 1	2 : 1 4 : 1	7,50	Idem.
Tabegud	Calif. (E. U.)	36,90	2,40	2,5 : 1 3 : 1	2,5 : 1	6,00	Capas apisonadas 0,15 a 0,20 m.
Owl Creek	Dakota (E. U.)	36,60	4,50	2 : 1 5 : 1	2 : 1	5,70	Idem 0,15 m.
Lahontan	Nevada (E. U.)	36,00	3,60	3 : 1	2 : 1	3,60	Idem íd.
Apishapa *	Colorado (E. U.)	36,00	2,35	2 : 1 3 : 1	2 : 1	5,70	Idem 0,30 m.
Druid Lake	Maryland (E. U.)	35,70	1,50	4 : 1	2 : 1	18,00	Núcleo interior arcilloso.
Dodder	Ireland (E. U.)	34,50	—	3 : 1	3 : 1	6,60	Idem íd.
Belle Fourche	Dakota (E. U.)	34,50	4,50	2 : 1 3 : 1	1,75 : 1 2 : 1	6,00	Capas apisonadas 0,15 m.
Temescal	Calif. (E. U.)	34,50	1,50	3 : 1	5 : 1	5,40	—
Standley Lake	Idem	33,90	1,50	2 : 1 3 : 1	2 : 1	6,00	Núcleo arcilloso.
Diques Ashokan	Nueva York	33,00	6,00	2 : 1 2,5 : 1	2 : 1 2,75 : 1	7,20	Pantalla hormigón, capas apisonadas 0,10 a 0,15 m.
Titicus	Idem	33,00	2,70	2,4 : 1	2,5 : 1	9,00	Pantalla mampostería, capas apisonadas.
Beaver Park	Colorado (E. U.)	33,00	—	2 : 1	1,5:1	4,80	Pantalla hormigón armado. Empedrado ag. arr.
Madduk	India	33,00	—	4 : 1 7,67 : 1	4 : 1 8 : 1 16 : 1	—	Semi-hidráulico.
Gatun	Panamá	35,00	9,00	4 : 1 7,67 : 1	4 : 1 8 : 1 16 : 1	30,50	Idem.
Germantown	Ohío (E. U.)	32,00	4,50	2 : 1 4 : 1	2 : 1 4 : 1	7,50	Hidráulico.
Quemahoning	—	32,00	3,90	3 : 1 4 : 1	3 : 1 4 : 1	6,00	Idem.
Cavite	Puerto Rico	32,00	4,50	2,75 : 1	2 : 1	6,00	Capas apisonadas.
Sommerset	Massachusets (E. U.)	32,00	3,00	3 : 1	2,5 : 1	—	Semi-hidráulico.
Sotonera	España	31,80	—	3 : 1 2,75 : 1 2,5 : 1	2 : 1 2,25 : 1 2,50 : 1	8,00	Capas apisonadas.
Cummun	India	31,00	3,60	3 : 1	1 : 1	28,00	—
Morris	Connecticut (E. U.)	30,00	2,70	2,5 : 1 3 : 1	2 : 1	6,00	Pantalla hormigón, capas apisonadas.
Crane Valley	Calif. (E. U.)	30,00	—	2 : 1	—	6,00	Hidráulico.

En España, además de la presa de la Sotonera, ya citada, no tenemos noticias de otras presas de tierra más que de las de poca altura, que citamos a continuación:

Valbornedo	16	m	de altura
Gasset	14,50	»	»
Gragera	10	»	»

y las otras dos indicadas al tratar de las del tipo inglés.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXXII

PRESAS DE ESCOLLERA

Presas de escolleras. — Esencialmente este tipo de presas está formado por un macizo estabilizador de escollera y una pantalla impermeabilizadora.

La adopción de este tipo de presas está indicado en los casos siguientes:

1.º Cuando no encontrándose a profundidad conveniente, a los efectos del coste, buena cimentación para presa de fábrica, y teniendo que elegir entre presa de tierra o de escollera, no se encuentre en las proximidades tierra en buenas condiciones de calidad o en cantidad, y en cambio abunde la roca que proporcione la escollera.

2.º Cuando aun habiendo buena cimentación para presa de fábrica, ésta resultase muy costosa por quedar muy alejada de las fábricas de cemento o unida a ella por malos caminos, lo que determinase un precio alto para la tonelada de dicho último material.

3.º En ubicaciones de gran altitud, en las que por las bajas temperaturas reinantes la campaña de trabajo anual quedará reducida a pocos meses, lo que ocasionaría un plazo muy grande de ejecución de la obra, con el consiguiente aumento de coste por gastos generales e intereses y peligro de no conseguir buena calidad en la fábrica. En cambio, la presa de escollera puede ejecutarse en toda época y con gran rapidez, y queda la pantalla de fábrica para construirse en los meses de temperatura bonancible.

4.º Cuando el terreno de cimientos es de roca muy agrietada, que en caso de presa de fábrica determinase una gran subpresión que obligara a adoptar un perfil muy robusto, mientras que con la presa de escollera se conseguiría una solución más económica al no existir peligro de subpresión.

Se atribuye por algunos a las presas de escollera y a las de tierra la ventaja sobre las de fábrica de resistir mejor a los movimientos sísmicos, estimando que pueden ocasionar la ruina de éstas, y en cambio sólo producen dislocaciones en el material de aquéllas que no afectan gravemente a su estabilidad. Esta opinión

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tiene ya hoy pocos partidarios, puesto que la experiencia ha demostrado que presas de gravedad como la de San Mateo (52 m de altura), en California, y otras de fábrica en dicho Estado soportaron el terremoto de 1906 sin sufrir daño alguno, ocasionando, en cambio, fisuras a presas de tierra vecinas. Análogamente en Italia, la presa bóveda de Corfino y la de arcos múltiples de Scoltena no han sufrido daños por temblores de tierra. Además hoy se cree que las sacudidas sísmicas son ocasionadas por cambios bruscos en la dirección de la gravedad, y por ello parecen más vulnerables las presas de materiales sueltos que las monolíticas, pues en aquéllas pueden quedar en momentos los taludes faltos de condiciones de equilibrio, produciéndose además movimientos en la masa que determinen asientos perjudiciales a la estabilidad de la pantalla. Por otra parte, los terremotos producen olas extraordinarias en el embalse, que al romper sobre la presa y volcar sobre ella arrastrarían los materiales de una presa de tierra o escollera, abriendo brecha, que puede ser el origen de su ruina.

Las presas de escollera tienen la ventaja de resistir mejor que las de fábrica, y desde luego mucho mejor que las de tierra, las eventualidades de posibles roturas. En las de fábrica, la rotura da origen a una tromba de agua que arrastra y destruye lo que encuentra a su paso. En las de escollera, la causa principal de la rotura es por insuficiencia de aliviadero y verter las aguas por encima; o por terremotos; o asientos determinados por arrastres del terreno de apoyo. Pero, en cualquier caso, la presa no desaparece en poco tiempo; empezará por sufrir asientos y dislocaciones, y luego paso de masa de agua y arrastres de escollera, pero todo ello en tiempo suficiente para que no se forme la gran ola de riada que en las roturas de presas de fábrica o de tierra.

Las presas de escollera, apoyadas en terrenos consistentes que den garantía de resistencia y de no arrastre inferior, dan excelentes resultados, y están muy empleadas en los E. U., especialmente para alturas comprendidas entre 20 y 30 m, habiéndose llegado a mucho mayores, como en la presa de Dix (83 m) y la en construcción de Salt Springs (98 m).

Se deben desechar en la formación de la presa todo material menudo que haya peligro de ser arrastrado por filtraciones y las piedras que lleven adheridas materias terrosas o que puedan descomponerse por la humedad. Cuanto más pesada sea la piedra más garantía se obtiene de estabilidad.

A pesar de las condiciones incoherentes de los materiales de estas presas, los asientos sufridos por algunos no han sido extraordinarios. Así, en la de Morena, de 45 m sobre el cauce, fueron de 0,45 m; en la de Strawberry, de 24 m, 0,15 m, y en la de Dix, de 83,80 m, 0,50 m.

Las presas de escollera, si bien transmiten a la cimentación menos esfuerzo unitario que las de gravedad, necesitan tanta estabilidad como aquéllas. Un movimiento que afecte a la pantalla, y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

especialmente a su cimentación, puede originar gravísimo peligro de rotura de la pantalla y de la presa. Este movimiento puede producirse no sólo por asiento de la escollera misma, sino también por causa de la cimentación. Puede suceder que en ella o debajo de la capa de terreno de asiento directo exista una arcillosa, que al humedecerse puede determinar un deslizamiento o un asiento, y ambas causas disloquen la presa y produzcan el agrietamiento de la pantalla.

Tipos de perfiles de presas de escollera.— Entre los perfiles de presas de escollera podemos distinguir dos claramente diferenciados, y que podemos denominar americano e italiano. En Norteamérica la mano de obra es muy cara, y por ello se tiende a ahorrarla, sustituyéndola en lo posible por el empleo de maquinaria, y así en las presas de escollera, obtenida ésta por grandes voladuras y cargada por palas en trenes, es conducida al sitio de la obra y se vierte a piedra perdida, arreglando sólo a mano, en un cierto espesor, aquella parte en que tenga que apoyar la pantalla impermeabilizadora. En Italia, en donde, especialmente en época de la guerra y post-guerra, por la carestía del cemento se han construído varias presas de escollera, en vez de las de fábrica; como la mano de obra es barata, les resultó más ventajoso el reducir las dimensiones del perfil y hacer la presa como un vertedero muro en seco con piedra arreglada a mano. Así resulta, en el primer caso, un perfil muy amplio para el macizo de escollera, y en el segundo, otro más restringido. De los dos tipos daremos ejemplos.

Dimensiones del perfil transversal.— Aun cuando por la naturaleza incoherente del material no se pueden aplicar a estos perfiles los cálculos propios de las presas de gravedad de fábrica, se suele admitir la norma de conseguir que tanto a embalse lleno como a vacío, la resultante pase por cerca del centro de la base para obtener así uniformidad en la repartición de presiones. Para conseguir esto a embalse vacío y con sección triangular de la presa, el triángulo habrá de ser isósceles. Y dentro de esta forma, la inclinación de los lados iguales ha de ser tal, que a embalse lleno la suma de los momentos de las fuerzas actuantes tomados desde el centro de la base sea cero.

En la figura 569, *ABD* representa el perfil de la presa. Las fuerzas actuantes son: Primera. Peso de la presa $\frac{2H^2 \operatorname{tag} \theta}{2} \gamma$ (γ peso del metro cúbico de la escollera, comprendiendo huecos y macizos). Segunda. Componente horizontal de la presión hidráulica $\frac{H^2}{2}$ Tercera. Componente vertical de dicha presión: $\frac{H^2 \operatorname{tag} \theta}{2}$. El mo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mento de la primera fuerza es cero, por pasar ésta por el centro de momentos. Igualando los de las otras dos, tendremos:

$$\frac{H^2 \operatorname{tag}\theta}{2} \cdot \frac{2}{3} H \operatorname{tag}\theta = \frac{H^2}{2} \cdot \frac{H}{3} \qquad \operatorname{tag}\theta = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0{,}707$$

$$\theta = 35°$$

Valor independiente de H.

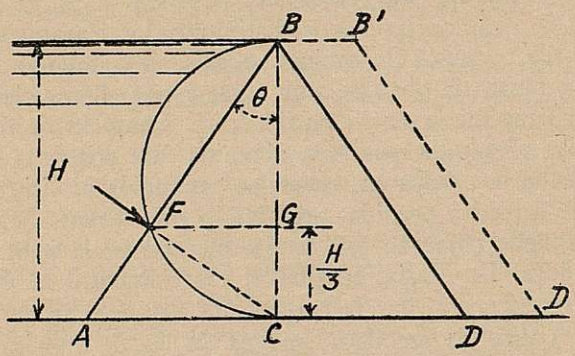


Fig. 569

Para obtener dicho valor de θ se puede hacer la construcción que indica la figura 569. Y, en efecto, de ella se saca:

$$\operatorname{tag}^2\theta = \frac{FG^2}{\overline{BG}^2} = \frac{BG \cdot GC}{\overline{BG}^2} = \frac{GC}{BG} = \frac{\frac{H}{3}}{\frac{2}{3}H} = \frac{1}{2}$$

La forma triangular estricta no es práctica, porque se necesita dar un cierto ancho a la coronación. Al obtener la forma trapecial $ABB'D'$ que indica la fig. 569, si se mantiene el valor del ángulo θ, no pasará la resultante por el centro, y si se ha de conseguir esto, hay que reducir dicho ángulo.

Planteemos la ecuación de la estabilidad al deslizamiento para el perfil ABD; y llamando f el coeficiente de rozamiento en el plano de apoyo, tendremos:

$$\frac{H^2}{2} \gtrless f\left(H^2 \gamma \operatorname{tag}\theta + \frac{H^2}{2} \operatorname{tag}\theta\right)$$

$$\frac{1}{f} \gtrless (2\gamma + 1) \cdot \operatorname{tag}\theta$$

Si suponemos que la escollera tiene un peso del macizo (sin huecos) de 2 500 kg, que el volumen de huecos sea del 40 por 100,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el peso del metro cúbico, comprendiendo huecos y macizos, será $2\,500 \times 0{,}60 = 1\,500$ kg. Si suponemos, además, que $\theta = 35°$, $\operatorname{tag}\theta = 0{,}707$ y que $f = 0{,}50$, tendremos:

$$\frac{1}{f} = \frac{1}{0{,}50} = 2 \qquad (2\gamma + 1)\operatorname{tag}\theta = 0{,}707(2 \times 1\,500 + 1) = 2\,828$$

Vemos que se cumple la condición anterior: $2 < 2{,}828$. El límite de cumplimiento de ella se obtendría para

$$\frac{1}{f} = 2{,}828 \qquad f = 0{,}36$$

El reglamento italiano no consiente huecos en más del 30 al 40 por 100.

Al asignar a la coronación un cierto ancho, las condiciones de estabilidad mejorarían. Y además, en la práctica, y ateniéndose a los datos experimentales obtenidos en presas estables, se da en los dos tipos a los taludes valores más pequeños (más suavidad) que los que da el cálculo.

Aun con perfil restringido, las presas de escollera con material arreglado a mano, rellenando los huecos que dejen los bloques grandes con otros de menor dimensión, dan corrientemente más garantía de estabilidad que las de escollera simplemente vertida, que constituye el tipo americano. En la presa Morena (California), siguiendo una línea horizontal, se pueden agrupar en 10 m las piedras arregladas a mano, sobre las que insiste la pantalla, y 80 m los materiales sueltos. En otras presas americanas, la primera dimensión ha sido relativamente muy disminuída.

El tipo americano no ha tenido imitación en Europa. Una muestra de la confianza que tienen los americanos en su indicada disposición la da el hecho de que para embalsar agua en el Cañón del Colorado, se propuso una presa de escollera de 234 m de altura (*Transactions of American Society of Civil Engineers,* 1923, página 200). El talud de agua arriba sería de 3 : 1. El de agua abajo, de 4 : 1 en la zona superior, y 6 : 1 en la inferior. La presa habría de construirse por medio de grandes voladuras en las partes altas de las laderas. Se confiaba en que el agua, corriendo entre la escollera, iría sedimentando el material sólido y determinando la impermeabilidad del macizo. Este proyecto se desechó, y está en construcción una presa de gravedad de hormigón de 220 m de altura (*Engineering News-Record,* 1930, 6 de febrero, pág. 247, y 25 de diciembre 1930, pág. 1 013).

Pantalla impermeabilizadora. — Puede estar constituída: 1.°, por espaldón de tierras en el paramento de agua arriba; 2.°, por pantalla de hormigón en masa, o armado, o las dos a la vez, colocada en el paramento de agua arriba o cerca de él; 3.°, por pantalla de cualquiera de las dos fábricas, colocada en la parte central

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

del macizo; 4.°, por pantalla hueca visitable, que tenga la última situación indicada.

De la primera disposición son ejemplos las presas siguientes,

Presa de Río Grande (Colorado, E.U.)

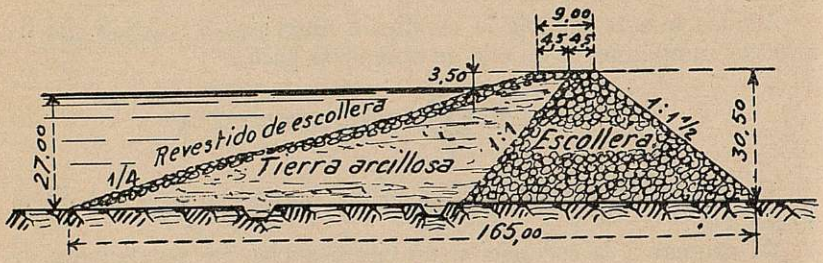


Fig. 570

entre otras: La de Río Grande (Colorado, E. U.), de 30,50 m de altura (fig. 570). El talud de agua arriba del macizo de escollera es de 1 : 1. El del espaldón de tierras, 4 : 1, está protegido por un revestimiento de escollera. El de agua abajo (escollera), 1,5 : 1. (En la zona de paso de la tierra a la escollera debe colocarse material de tamaño creciente, para evitar que la tierra penetre en la escollera y se produzcan asientos en aquélla, resquebrajaduras, fugas de agua, etc.).

Presa de Lahontan (E.U.)

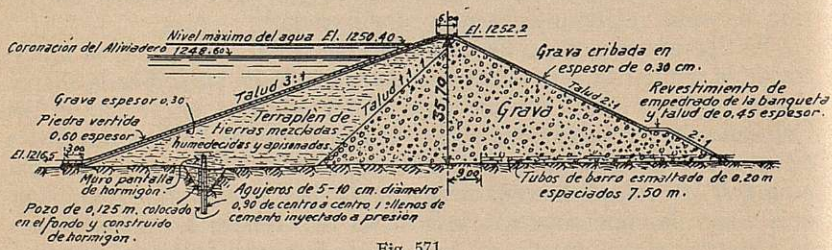


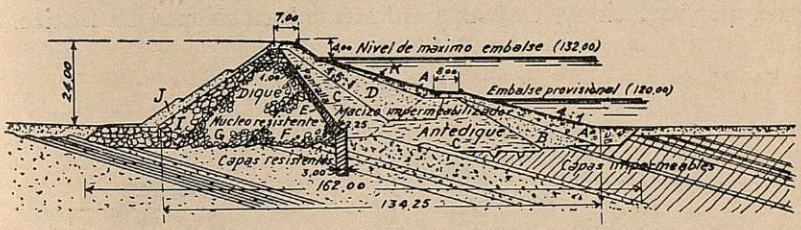
Fig. 571

Otro ejemplo es el de la presa de Lahontan (fig. 571), de 35,70 metros de altura. El macizo resistente está formado por la capa impermeable, de tierra y grava humedecida y apisonada en hiladas, y de la parte permeable, constituída por grava. El talud de agua arriba de las tierras es de 3 : 1. El de agua arriba del macizo de grava, de 1,1 : 1. El de agua abajo, de 2 : 1, con una banqueta de 3,60 de ancho. Resguardo desde el aliviadero a la coronación de la presa, 3,60 m. El revestimiento del talud de agua arriba está formado por una capa de grava de 0,30 m de espesor, y encima una de escollera, de 0,60 m. Cerca del pie de agua arriba de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

presa hay un rastrillo formado por una trinchera de 6 m de profundidad, rellena de materiales impermeables. Y en esta trinchera hay abiertos agujeros de sonda con penetración de 6 a 9 m por debajo del fondo de la trinchera y distantes 0,90 m. Estos agujeros, de 5 y 10 cm, sirven para inyectar lechada de cemento para impermeabilización de la zona de apoyo de la presa. Esta embalsa 352 millones de metros cúbicos, y fué construída por la Oficina Réclamation Service en 1911 a 1914.

Presa del Ebro.



A - Escollera.
B - Tierras sueltas
Material arcilloso compacto.
D - J - Tierras sueltas.
E - Pantalla de mampostería hidráulica.
F - Escollera arreglada á mano.
G - Escollera vertida.
I - Escollera de grandes bloques.
K - Encachado.

Fig. 572

La figura 572 representa el perfil de la presa proyectada por el ingeniero Lorenzo Pardo para el pantano del Ebro, en Reinosa, en la que tanto la impermeabilidad como la estabilidad quedan muy sobradamente garantidas. La presa tendrá 24 m de altura y embalsará 450 millones de metros cúbicos. Consiste, en esencia, en un macizo central de escollera, apoyada en las capas del terreno resistentes; parte de esta escollera, arreglada a mano. Sobre ella insiste hacia agua arriba una pantalla de mampostería hidráulica con un rastrillo de pie que llega hasta la arenisca dura, con espesor de 3 m; la pantalla, inclinada, comienza con espesor de 2,25, para terminar con 1 m. Sobre ella insiste un espaldón impermeabilizador de tierras, que se apoya sobre terreno impermeable, que quedará revestido de escollera, y en la zona superior, protegido por un encachado. Parte de este espaldón lo formará el dique de tierras, que servirá de ataguía durante la construcción de las obras.

En caso de emplearse pantalla de fábrica, no está aún bien determinada la posición más conveniente. La interior tiene las ventajas siguientes:

a), menos superficie que la inclinada; *b)*, el hormigón queda protegido contra las variaciones de temperatura, que en la posición exterior puede ocasionar agrietamientos; *c)*, el rastrillo de cimentación se hace prolongando el muro, mientras que en la posición inclinada la unión de la pantalla con el rastrillo es delicada y expuesta a roturas; *d)*, la deformación que tiende a producirse en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los paramentos por asientos o terremotos no la afectan como a la inclinada.

En cambio, ésta tiene la enorme ventaja de ser accesible a cualquier revisión o reparación. No así la interior. La de esta posición visitable (tipo Ambursen, empleada en Oued-Kebir, fig. 578) parece reunir las ventajas de las dos. No obstante, ha tenido muy poco empleo.

Deben desecharse pantallas rígidas exteriores, que se agrietarán fatalmente, y para dicha posición la pantalla ha de quedar provista de juntas de contracción y dotarla de la mayor flexibilidad posible para que no quede sometida a sufrir esfuerzos anormales por variaciones de temperatura o deformaciones del macizo.

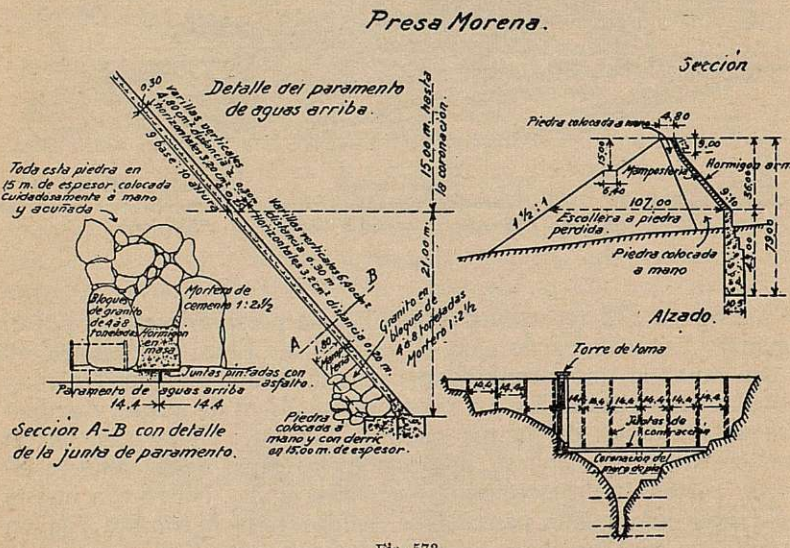


Fig. 573

La figura 573 representa la presa de la Morena (California), en la que la pantalla impermeabilizadora de fábrica queda situada en el paramento de agua arriba. La ubicación de la presa es una estrecha garganta que se rellenó con enormes bloques. En el lecho del río, el ancho es de 24 m. Se descubrió una estrecha fisura en el sitio de la presa, producida por erosión de la corriente, llegando hasta 33 m por debajo del cauce, y para taponarla se construyó un muro, con espesor de 10 m en la base, donde el ancho de la grieta es de 1,20 m. El mayor de la fisura es de 4,80 m. Al nivel del cauce el muro tiene 6 m de espesor; se elevó 9 m por encima de aquél, y en la coronación del muro vertical el espesor es de 3,60 m. Tiene la presa 45 m sobre el fondo del cauce y 79 m sobre el pie de la fisura. La pantalla está formada por una de hormigón armado, de 0,30 m de espesor, con juntas de contracción situadas según líneas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de máxima pendiente, distantes 14,40 m, y apoyados los dos extremos de la capa de hormigón armado sobre encintado de hormigón en masa. Dicha pantalla insiste sobre un espaldón de escollera arreglada a mano, que tiene espesor de 10 a 15 m. El resto del macizo está formado por escollera a piedra perdida. Los taludes son: el de la pantalla, 9 : 10, y el de agua abajo, 1 1/2 : 1, con una banqueta intermedia de 6,4 m.

La figura 574 representa la importantísima presa de Dix (Estados Unidos), de 83,80 m de altura. Está formada por escollera a piedra perdida, con un talud agua abajo de 1,4 : 1 un poco más suave que el natural; cerca de la coronación el talud es de 1,2 : 1, y con piedra arregla a mano. La pantalla impermeabilizadora, situada en el paramento de agua arriba, está formada por una capa de hormigón armado con el 0,5 por 100 de acero en ambos sentidos, que se asienta sobre otra capa de grandes bloques de 3 a 8 toneladas, vertidos y acuñados luego con piedras de menor tamaño,

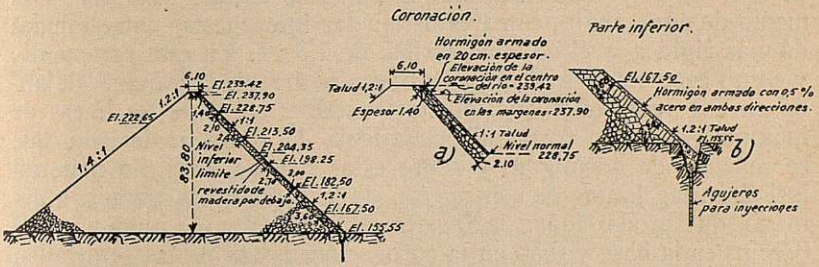


Fig. 574

formando una superficie careada. El espesor de esta capa de bloques es, al pie del talud, de 4,20 m, y disminuye hasta 2,1 al nivel máximo del agua, y a 1,4 en la coronación. Esta pantalla tiene juntas de contracción en los dos sentidos, y distan 14,40 m las situadas en las líneas de máxima pendiente, y 21 m las horizontales. Estas juntas quedan impermeabilizadas por planchas de cobre, y se asientan sobre encintado de hormigón, que rellena ranuras practicadas en la escollera inferior. Desde el nivel límite inferior de las aguas hasta el pie de la presa se dejaron en obra los moldes de madera que sirvieron para la construcción de la pantalla, constituyendo así un elemento adicional de impermeabilización *(Engineering News-Record,* 1925, 2 abril y 25 junio).

La figura 575 representa la presa de escollera (en construcción en 1930) de Salt Springs (E. U.), que es la mayor hasta ahora en altura, pues alcanza la de 98,40 m sobre el fondo del cauce. Embalsará 160 millones de metros cúbicos y se emplearán 2 250 000 m³ de escollera. Tanto en ésta como en la de Dix, ya citada, se ve que para ahorrar material, el tipo americano va acercándose al italiano, de perfil restringido. En la de Salt Springs, el macizo general está formado por escollera a piedra perdida, con un ancho en la base

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de escollera de Salt Springs (E.U.)

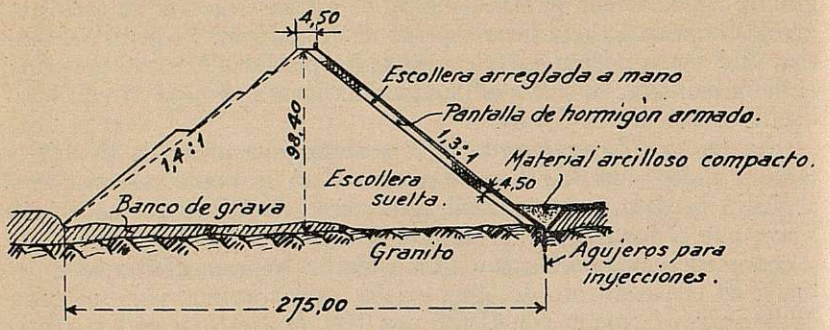


Fig. 575

de 275 m, y de 4,50 en la coronación. Los taludes son: 1,4 : 1 el medio de agua abajo, con tres banquetas interpuestas entre taludes de más rigidez, y el de agua arriba, de 1,3 : 1. En este paramento, y en un espesor de 4,50 m, la escollera es arreglada a mano, dejando en ella ranuras en sentido horizontal, y en el de las líneas de máxima pendiente formando cuadrícula de 18,30 m de lado, que se rellenan de hormigón, y sobre estas bandas de dicho material insistirán las juntas de contracción de la pantalla de hormigón armado, que proporcionan la impermeabilidad, y cuyo espesor es de 0,91 m en la base y 0,30 en la coronación. Estas juntas se detallan en la figura 576.

Juntas de contracción en la presa de Salt Springs (E.U.)

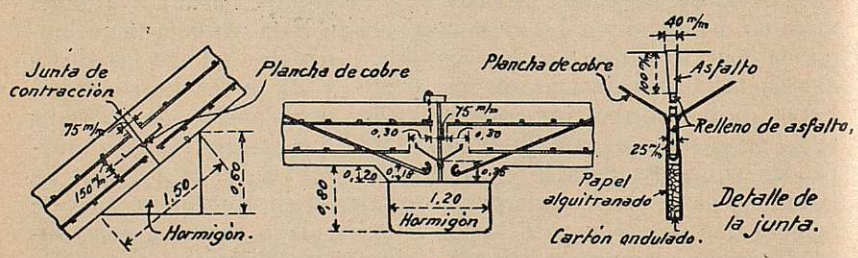


Fig. 576

Esta pantalla termina en su pie en un muro de 4,50 de profundidad y 1,80 m de espesor, y en el fondo de la excavación para este muro se abrieron agujeros de 8 a 15 m de profundidad para inyección de lechada de cemento (*Engineering News-Record,* 16 enero y 28 agosto de 1930).

El ingeniero Noetzli, en la discusión sobre las presas de tierra (*Transactions of American Society of Civil Engineers,* 1924, pá-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gina 104), propuso el tipo que se indica en la figura 577, que se puede aplicar lo mismo a las de escollera, puesto que la Memoria y discusión abarcan los dos tipos. El macizo está formado por material permeable; pero especialmente lo debe ser la capa inferior de asiento en el terreno natural, y la inmediata por debajo de la pan-

Tipo de presa de escollera Noetzli.

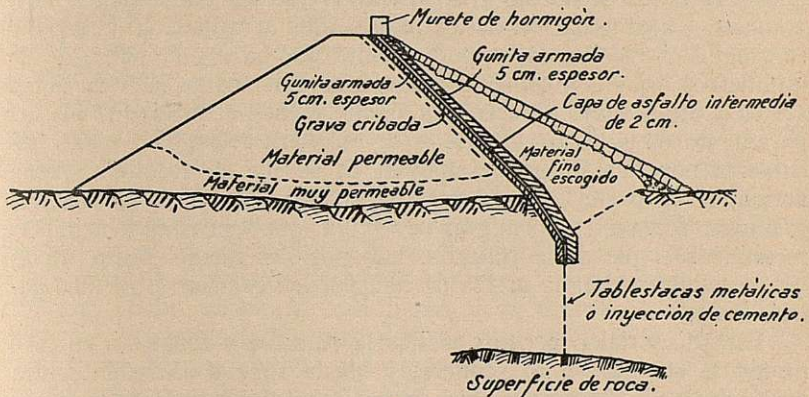


Fig. 577

talla. Esta quedará cerca del paramento de agua arriba y formada por dos capas de gunita armada de 5 cm de espesor, comprendiendo una intermedia de asfalto, consiguiéndose así flexibilidad e impermeabilidad. La pantalla arraiga en su pie. En caso preciso o conveniente se añadirá a ella una fila de tablestacas metálicas o inyecciones de lechada de cemento por agujeros de sonda. La pantalla queda protegida contra las variaciones de temperatura por una capa de material fino escogido y un empedrado sobre éste.

En el concurso que se abrió para construir una presa en el Oued-

Presa de escollera de Oued Kebir (Tunez)

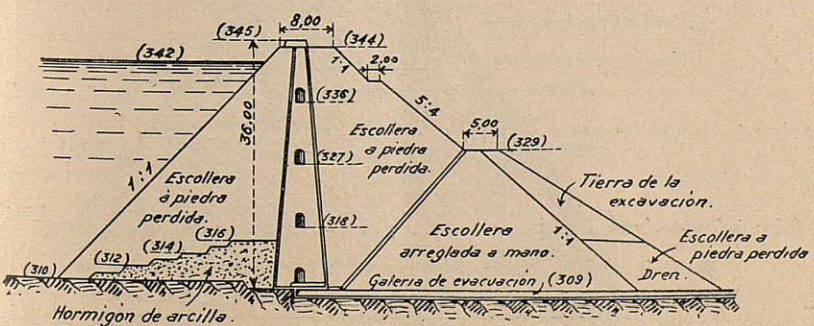


Fig. 578

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Kebir (Túnez), y al que se presentaron 33 proyectos, entre ellos 17 de presa de escollera *(Le Génie Civil,* 17 junio 1922, tomo 80, página 539), se escogió y se construyó el de este último tipo, con pantalla interior hueca (modelo Ambursen), que se representa en la figura 578. El paramento de agua arriba de dicha pantalla está formado por una serie de bóvedas semicilíndricas de hormigón armado, y el de agua abajo, plano, uniendo los dos paramentos-tabiques con vanos de acceso y arriostrados además por andenes horizontales. La cimentación de los paramentos arraigada en el terreno se asegurará más en su empotramiento por barras de acero de 25 milímetros, fijas con cemento a agujeros abiertos en la roca. Agua arriba y agua abajo va escollera suelta, menos el macizo al pie del paramento de agua abajo, que es de escollera colocada a mano, recubierta por tierras que se apoyan en su pie en escollera. Agua arriba, en la parte baja del macizo, se disponen capas de materia arcillosa, formando hormigón de arcilla, que contribuirá a impermeabilizar el pie de la pantalla. Las posibles filtraciones a través del paramento de agua arriba de ésta pueden evacuarse por una galería-dren.

Esta disposición permite visitar la pantalla y repararla en caso de avería sin mover la escollera, y queda aquélla abrigada contra las variaciones de temperatura, y así no se producirán grietas por esta causa. Pero las grandes averías serán difícilmente reparables, y la pantalla necesita un fuerte arraigo para contrarrestar las pre-

Presa de escollera sobre el Alto Belice (Hone)-Sicilia (Italia)

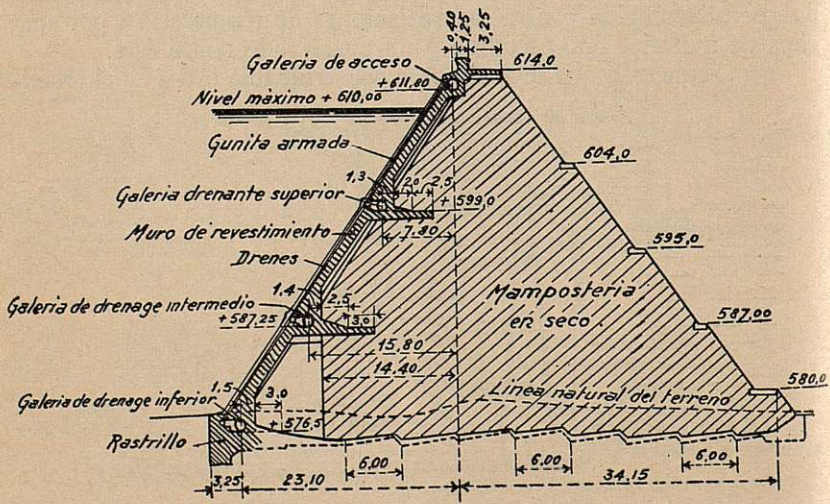


Fig. 579

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siones en diferentes sentidos que producen los macizos a embalse vacío o lleno.

Un ejemplo de tipo esbelto y atrevido de presa de escollera italiana es el construído sobre el torrente Alto Belice u Hone, en Sicilia, que se representa en la figura 579, de 35,50 m, sobre fondo de cimientos. El piso está formado por roca fisurada, impropia para presa de gravedad, mientras la de tierra hubiera requerido mucho volumen y costo, con cambio de ubicación. El macizo resistente se formó con escollera arreglada a mano, por capas con concavidad hacia lo alto, empleando en las partes exteriores bloques de más tamaño, que disminuían de éste hacia el interior. La masa de escollera queda contenida entre cordones de otra mayor y colocada con más cuidado, formando una retícula de rectángulos. El paramento de agua abajo es careado y rejuntado con mortero; tiene 3 banquetas de un metro. El de agua arriba está formado por un muro de hormigón con contrafuertes interiores distantes 12 m, que se empotran en la masa de la escollera. Sobre este muro se apoya otro de hormigón armado, que tiene empotramientos en el anterior. Dicho último revestimiento lleva drenes de 0,20 m de diámetro, distantes 0,40 entre ejes en el sentido de las líneas de máxima pendiente; drenes que terminan en una galería horizontal que tiene otra salida al exterior, y que atraviesa la presa. Hay tres sistemas de drenes con otras tantas galerías: superior, media e inferior. El revestimiento de hormigón armado tiene juntas de contracción distantes 12 m. Dicho revestimiento tiene una capa de gunita armada exterior y otra en contacto con el muro antes citado, sobre que descansa aquél. La cimentación se ha hecho escalonada, colocando la primera capa de piedra tomada con mortero. En la cimentación, especialmente en el rastrillo, se inyectó lechada de cemento a presión doble de la carga estática para impermeabilizar la roca (detalles de esta presa pueden verse en *Energia Elettrica,* 1925, pág. 417).

Citemos, por último, una presa de escollera, de 23 m de altura, construída por la Sociedad Hidroeléctrica Ibérica, para embalsar 5 700 000 m^3 de agua en el Ibón de Urdiceto (Huesca), y aprovecharlos en un salto de 427 m de altura, mejorando además el régimen del río, cuyo desnivel se utiliza agua abajo, con otros saltos de la misma Sociedad. El perfil transversal de la presa se indica en la figura 580, y está formado por un núcleo interior de escollera arrojada con talud de agua arriba de 1 : 2, y de agua abajo de 1,1 : 1. Sobre él se coloca escollera arreglada a mano, quedando con talud exterior agua arriba de 0,80 : 1, y de agua abajo de 1,4 : 1, proporcionando un espesor de esta clase de piedra, en horizontal, de 1,80 m cerca de la coronación, y 8 m en la base, en ambos paramentos. Sobre el de agua arriba se asienta un muro de mampostería hidráulica pobre, con talud exterior de 1 : 1, dando un espesor, en horizontal, de 1 m cerca de la coronación y 5 m en la base. Sobre dicho muro se coloca la pantalla impermeable. Esta se for-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ma por tres capas; las exteriores, de metal *deployé,* sobre el que se proyecta mortero con el cañón de cemento (Cement-Gun), a lo que

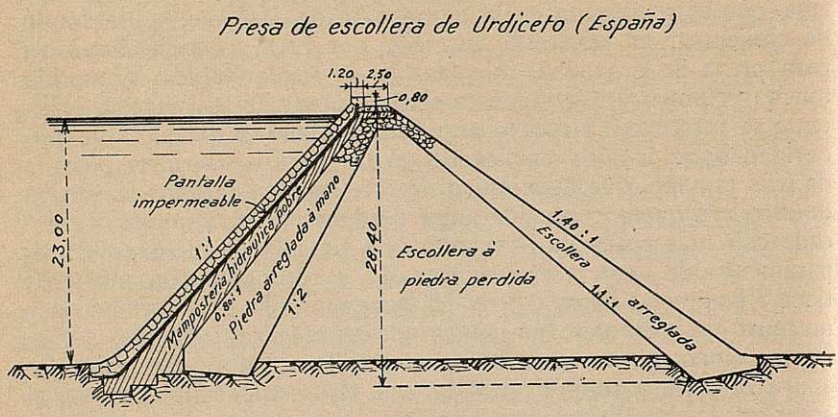


Fig. 580.

llamamos *gunita,* y estas dos capas comprenden una tercera, de placas de asfalto muy flexible y soldadas entre sí. Entre las tres darán un espesor de unos 5 cm, que dan impermeabilidad y flexibilidad. Sobre esta capa va un encachado de 1 m de espesor para proteger la capa impermeable contra las variaciones de temperatura. El apoyo de cimientos es de roca franca; pero estando ubicada la presa a 1 100 m de altitud, con malos caminos de acceso y temperaturas invernales del orden de —20°, y no habiendo tierras en cantidad para pensar en presa de este material, se eligió la presa de escollera como más apropiada solución. El embalse que se forma con esta presa sirve también para acumular aguas elevadas con bombas de los afluentes inferiores a ella.

Análoga a esta presa es la construída en Domico (Guipúzcoa), de 23 m de altura, con taludes y constitución de perfil parecido y placa impermeabilizadora, formada por tejido de cáñamo asfaltado (callendrita). Esta capa, que queda colocada sobre muro de mampostería, se protege con un recubrimiento de 30 cm de hormigón.

Para demostrar la importancia que tanto en las presas de tierra tiene el proyectar un aliviadero con amplitud para evitar que se conviertan en presas vertederos y se arruinen, y el procurar que no atraviesan la presa los conductos de desagüe, o tomar, en caso de esta solución, grandes cuidados en su ejecución, indicamos las causas de rotura de 55 presas de las que se citan en *Transactions of American Society of Civil Engineers* (1924), en donde se publica la Memoria de Justin sobre presas de tierra y su discusión:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAUSAS DE ROTURA	Número de roturas	Tanto por ciento del total
Insuficiencia de aliviadero	27	50
Filtraciones por la superficie de los conductos que la atraviesan	11	20
Filtraciones a través de la presa o del terreno de apoyo	9	16
Por otras varias causas	8	14
Total	55	100

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXXIII

PRESAS DE FABRICA

Presas de fábrica. — Son las más frecuentemente empleadas para la formación de embalses, y especialmente las del tipo de gravedad; es decir, las que se calculan resistiendo por su peso a los esfuerzos a que quedan sometidas. Estas son las que ofrecen por su volumen, ante el público inculto, el aspecto de máxima seguridad.

Las presas de fábrica requieren esencialmente cimentación sobre roca sana, resistente e impermeable. La falta de estas circunstancias o la carestía relativa de su coste es lo que determina la adopción de los otros tipos de presas. Cuando la altura de éstas es inferior a 40 m, suele ser más económico el tipo de presas de escollera o de tierra que la de fábrica. Pero para alturas mayores, como los taludes que hay que dar a aquéllas aumentan mucho su volumen, en condiciones corrientes de profundidad de cimientos y de precio de aglomerante y altitud de la ubicación, las presas de fábrica resultan más económicas, pues cuanto más voluminosas sean éstas, el precio unitario de la fábrica se abarata en virtud del empleo de maquinaria para el transporte, manipulación y colocación de los materiales.

En las presas de fábrica adquieren gran importancia los efectos de las variaciones de temperatura. Estas variaciones tienen dos causas: 1.ª, las del medio ambiente, que son continuas; 2.ª, la elevación de temperatura que produce el fraguado del mortero, y ésta es más importante en el hormigón (material casi exclusivamente empleado hoy en las presas) que en la mampostería, y mayor cuanto más importantes cantidades de dicho material se colocan en obra.

Las variaciones de temperatura a las que sigue la fábrica en las de sus dimensiones determinan grietas, dependiendo la importancia y número de éstas de la cantidad de aquéllas. En las presas antiguas, en las que se empleó la mampostería, por llevar ésta menos mortero que el hormigón y por tardar más tiempo en construirse, la elevación de temperatura por el fraguado era menor y se radiaba al medio ambiente en corto tiempo durante la misma época de la construcción. Pero en las presas modernas de gravedad de hor-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

migón, en las que se ha llegado a colocar más de 2 000 m³ de dicho material al día, la elevación de temperatura del interior de la fábrica ha llegado a ser de 60° sobre la del medio ambiente. Y la radiación de este calor se efectúa lentamente, determinando grietas si no se han tomado precauciones de colocar juntas de contracción, de que nos ocuparemos luego.

A los efectos de las variaciones de temperatura en las fábricas se atribuye la ruina de las presas antiguas, y entre ellas las de los romanos, que hay que suponer estarían construídas con el esmero que pusieron aquéllos en otras obras. En tiempo de Nerón hay noticia de que se erigieron al menos tres presas en el Valle de Subiano, y ninguna ha llegado a nuestros días. En cambio, se conservan las que en Aden sirven para abastecimiento de agua potable, a pesar de ser anteriores a la Era Cristiana, según se cree. Y se atribuye esto a quedar abrigadas por terraplén contra las variaciones de temperatura.

Altura de las presas de fábrica.— A medida que el embalse tiene más capacidad, a igualdad de las demás circunstancias, resulta más económico el coste del metro cúbico de agua almacenada y del kilovatio-hora producido en la central o centrales que la utilizan. Y esto, añadido a las necesidades crecientes de mayores cantidades de agua para riegos y más energía para usos industriales, junto con el perfeccionamiento de los medios de construcción, criterio más científico en los cálculos, mayor experiencia y el explicable afán de progreso y superación de instalaciones anteriores, han determinado un aumento sucesivo en los volúmenes embalsados y, por lo tanto, en alturas de presas necesarias para ello. A principios de la segunda mitad del siglo XIX se consideraba extraordinaria una altura de presa de 50 m de altura y un volumen embalsado de pocas decenas de millones de metros cúbicos. Y hace ya años que se superó la altura de 100 m, y son varios los embalses que pasan de los mil millones de metros cúbicos embalsados. Así, la presa de Roosevelt (E. U.), con 85 m de altura, embalsa 1 570 millones de metros cúbicos; la de Elephant Butte, con 93 m, contiene 3 198 millones de metros cúbicos; La Boquila (Méjico), con 78 m, 2 800 millones de metros cúbicos; la de Assuan, con 24 m, 2 300 millones de metros cúbicos, y en proyecto está el elevarla a 34 m, embalsando 5 000 millones de metros cúbicos; la del Esla, en construcción (España), con 92 m, 1 000 millones de metros cúbicos; la de Saluda (de tierra), con 43 m, 2 800 millones de metros cúbicos; la de San Gabriel, de 150 m de altura, sólo 300 millones. Y, por último, la de Colorado (en comienzos de construcción), en la que con 220 m de altura embalsará 35 000 millones de metros cúbicos de agua, de los que 11 000 millones se destinarán a la evitación de riadas, y el resto (24 000 millones) a riegos, energía y capacidad para el caudal sólido que se sedimente, que se estima sea de 3 600 millones de metros cúbicos en cincuenta años. En esta presa se colocarán 2 600 000 m³ de hormigón *(Engineering News*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Record, 1930, 6 febrero, pág. 247, y 25 diciembre 1930, página 1 011).

A continuación damos una lista de presas extranjeras de altura mayor de 75 m y otra de presas españolas sin limitación de alturas.

Relación de las mayores presas de fábrica del mundo

NOMBRE	SITUACION	TIPO	ALTURA — Metros
Colorado	Arizona (E. U.)	Gravedad	220
San Gabriel	California (E. U.)	Idem	150
Owyhee	Oregón (E. U.)	Idem	131
Sautet	Francia	Bóveda	125
Diablo	Wáshington (E. U.)	Idem	120
Pacoima	California (E. U.)	Idem	118
Grimsel	Suiza	Gravedad	115
Wäggital	Idem	Idem	112
Pardee	California (E. U.)	Idem	107
Arrowrock	Idaho (E. U.)	Idem	105
O'Shaughnessy	California (E. U.)	Idem	104
Exchequer	Idem	Idem	99
Shoshone	Wyoming (E. U.)	Bóveda	98
Chavanon	Francia	Gravedad	96
Kensico	New-York (E. U.)	Idem	92
Elephant Butte	Idem	Idem	92
Horse Mesa	Arizona (E. U.)	Bóveda	92
New Croton	New-York (E. U.)	Gravedad	90
Don Pedro	California (E. U.)	Idem	85
Bhandaranda	India	Idem	85
Suviana	Italia	Idem	84
Barberine	Suiza	Idem	80
La Boquilla	Méjico	Idem	78
Lake Pleasant	Arizona (E. U.)	Bóvedas múltiples	77
Olive Bridge	New-York (E. U.)	Gravedad	77
Coolidge	Arizona (E. U.)	Cúpulas múltiples	75
Tirso	Italia	Bóvedas múltiples	72

Presas españolas de fábrica

NOMBRE	Situación de la cuenca	TIPO	Altura sobre el cauce — Metros
Camarasa	Ebro	Gravedad	92,00
Esla	Duero	Idem	92,00 en construcción.
Burguillo	Tajo	Idem	90,00
Tremp	Ebro	Idem	82,00
Montejaque	Meridional	Bóveda	74,00
Taivilla	Segura	Gravedad	70,00 en construcción.
Príncipe Alfonso	Duero	Idem	66,50
Barasona	Ebro	Idem	60,00
Alloz	Idem	Bóveda	60,00
Mediano	Idem	Gravedad	56,90 en proyecto.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

NOMBRE	Situación de la cuenca	TIPO	Altura sobre el cauce — Metros
Vado	Tajo	Gravedad	56,00
La Cierva	Segura	Idem	51,00
Chorro	Meridional	Idem	50,00
Guadalmellato	Guadalquivir	Idem	49,70
Puentes Vieja, arruinada	Levante	Idem	50,00
Puentes Nueva	Idem	Idem	48,00
Villar	Tajo	Idem	48,90
Requejada	Duero	Idem	48,00
Isbert (A. Peña)	Levante	Bóveda	47,00 en construcción.
Cueva Foradada	Ebro	Gravedad	45,00
Puentes Viejas	Idem	Idem	44,00
Santa M.ª de Belsué	Idem	Idem	43,00
La Peña	Idem	Idem	41,00
Pena	Idem	Idem	41,00
Tibi	Levante	Idem	41,00
Alfonso XIII	Segura	Idem	41,00
Buseo	Levante	Idem	40,00
Talave	Idem	Idem	38,00
Cuerda del Pozo	Duero	Idem	36,00
Ruidecañas	Cataluña	Gravedad	35,50
Toba	Tajo	Idem	34,50 (54,50 m hasta cimientos).
Santolea	Ebro	Idem	34,00
Charco del Cura	Tajo	Idem	34,00
Moneva	Ebro	Idem	33,00
Híjar	Idem	Idem	33,00
Agujero	Meridional	Idem	33,00
Agueda	Duero	Idem	33,00
Andrade	Meridional	Idem	32,00
Foix	Cataluña	Idem	32,00
Gallipuén	Ebro	Idem	30,90
Guadalcacín	Meridional	Idem	30,00
Infante Jaime	Duero	Idem	30,00
Santillana	Tajo	Idem	28,00
Pontón de la Oliva	Idem	Idem	27,00
Mezalocha	Ebro	Idem	27,00
Níjar	Meridional	Idem	27,00
Campofrío	Guadalquivir	Idem	25,00
Elche	Levante	Idem	23,20
Almansa	Idem	Gravedad y bóveda	20,00
Relleu	Idem	Gravedad	20,00
Arguis	Ebro	Idem	20,00
Bolarque	Tajo	Idem	19,00
Cornalvo	Guadiana	Idem	18,00
Garguera	Tajo	Idem	17,50
Valdeinfierno	Levante	Idem	15,00

La relación de presas españolas está tomada casi exclusivamente de la comunicación al XIV Congreso Internacional de Navegación de El Cairo, 1926, presentada por el ingeniero D. Pedro M. González Quijano. En ella se consiguen otros datos además de la altura y, entre ellos, los perfiles de dichas presas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En *Utilisation des Forces Hydrauliques,* de M. Degove, 1928, figuran, agrupados en tablas con dibujos de sus perfiiles y otros datos, las mayores presas de fábrica mundiales (tabla I, pág. 86), así como las presas-bóvedas sencillas (tablas II y III, pág. 96), presas de bóvedas múltiples (tabla IV, pág. 109) y presas de escollera (tablas V y VI, pág. 118).

A medida que son mayores las alturas de presas, los cuidados en el proyecto y ejecución de ellas han de ser más grandes. Hay que contar, aparte de las circunstancias económicas de la obra y de otras técnicas, con la resistencia de la fábrica, con la de la cimentación y con la impermeabilidad del vaso.

Nos referiremos luego a las cargas unitarias admitidas en los proyectos para los hormigones de las presas.

La cimentación ha de ser sobre roca muy sana y resistente. Deficiencias de ella han determinado, en época reciente, el abandono del sitio de ubicación elegida para la presa de San Gabriel después de comenzadas las obras.

La mayor carga de agua de las grandes presas determina mayor peligro de permeabilidad del vaso. En España tenemos los ejemplos de la de Camarasa y Montejaque, en las que no se ha podido aún, según nuestras noticias (1930), atajar completamente las grandes pérdidas de agua determinadas en el vaso, a pesar de las inyecciones de cemento hechas para conseguirlo.

Clasificación de las presas de fábrica. — Como antes se indicó, podemos distinguir cuatro grupos de presas de fábrica:

1.º Presas de gravedad, que resisten únicamente por la acción de su peso.

2.º Presas de bóveda sencilla, en las que, por las circunstancias especiales del perfil transversal de la garganta en que se ubican y relación de longitudes de cuerda del arco y profundidad de la presa, resisten esencialmente como bóveda, transmitiendo las cargas a los estribos.

3.º Presas de bóvedas múltiples. En éstas el perfil transversal de ubicación queda dividido por pilas en varios vanos, que se cierran con bóvedas.

4.º Otros tipos de presas, que no entran dentro de los grupos anteriores.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXXIV

PRESAS DE GRAVEDAD

Evolución del perfil de las presas de gravedad. — Alturas tan considerables a que hoy se ha llegado en éstas no hubiera sido posible alcanzarlas sin la serie enorme de tentativas, de experiencias y de estudios que representan las numerosísimas presas que desde la más remota antigüedad se han construído.

Perfil tipo de presa anterior à la era cristiana.

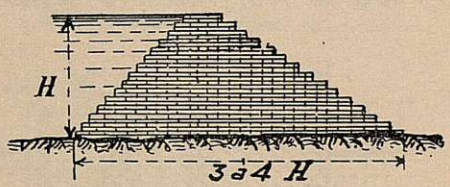


Fig. 581

La figura 581 representa el perfil transversal que algunos historiadores deducen tendrían las presas de mampostería que se construyeron en Caldea y en Egipto de 3 000 a 4 000 años antes de J. C. (*Engineering News-Record,* 6 octubre 1921 y 4 diciembre 1930). La base es tres o cuatro veces su altura.

La implacable acción del tiempo destruyendo las presas borró los elementos de conocimiento de las que se construyeron antes y en los primeros siglos de nuestra Era. Y las más antiguas que existen aún hoy en servicio, aparte de las citadas antes de Aden, y quizás otras de las que no tenemos referencias, son las clásicas españolas de Almansa, Elche, Tibi, Relleu, Arguis, etc.

La presa de Almansa (fig. 582) es la más vieja. La parte baja fué terminada en 1384 (*Las obras públicas en España,* por D. Pablo Alzola, 1899), y en 1586 (*Irrigations du midi d'Espagne,* Aymand, pág. 143) se elevó la superior. La presa de Elche se repre-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

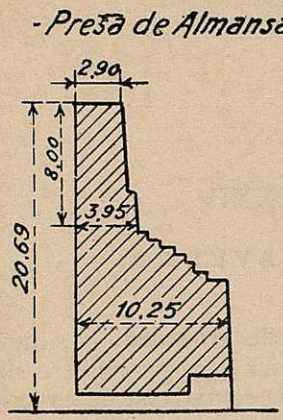


Fig. 582

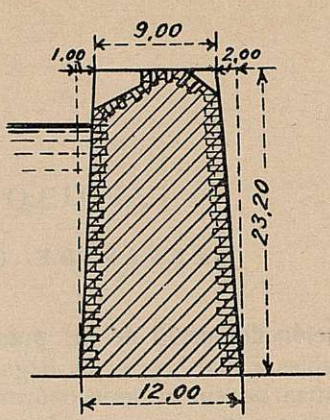


Fig. 583

senta en la figura 583; la de Tibi (Alicante), en la 584; la de Relleu, en la 585, y la de Arguis, antes de su recrecimiento, en la 586. Todas estas presas parece que datan de los siglos XVI

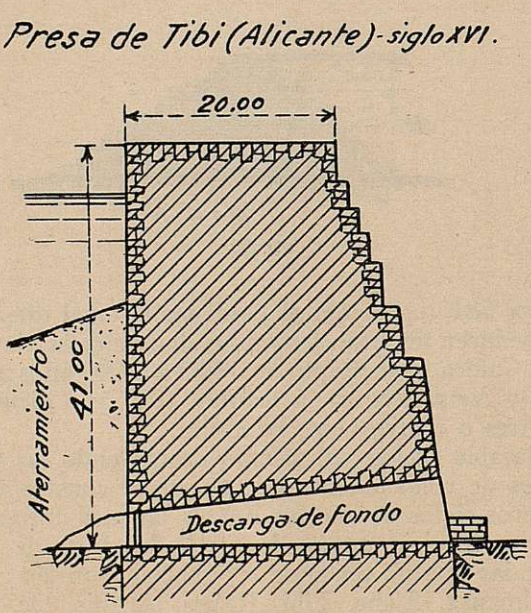


Fig. 584

y XVII. La diversidad de sus perfiles induce a afirmar que ninguna consideración teórica sirvió de base a su elección, sino sólo el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

parecer del constructor, o quizá los resultados de otras construcciones anteriores. Todas ellas están ubicadas en estrechas gar-

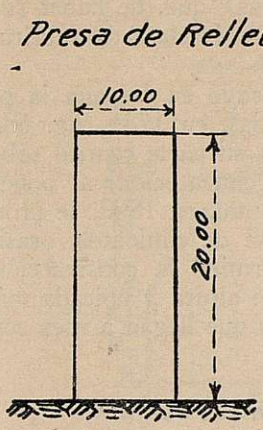


Fig. 585

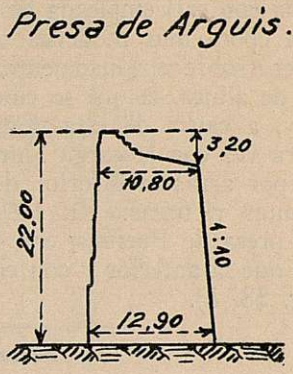


Fig. 586

gantas de márgenes rocosas y tienen forma planimétrica en arco de radio escaso. Gracias a esta disposición, con la que podemos decir se inicia la presa-bóveda, han resistido algunas presas de perfil esbelto, como las de Almansa y Relleu, que, calculadas hoy como

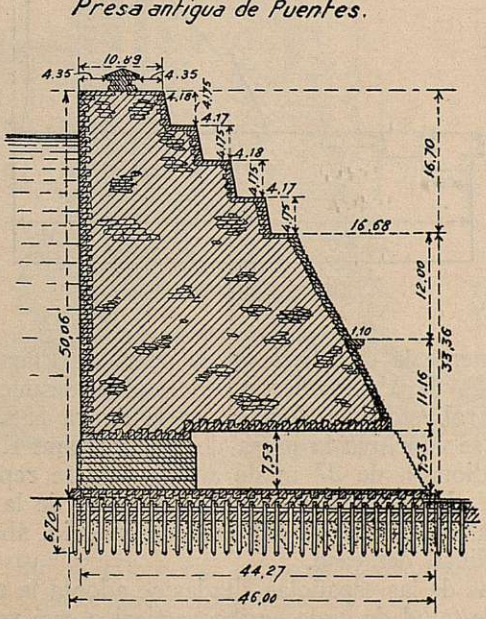


Fig. 587 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

presas de gravedad, darían una curva de presiones que sale del núcleo central, y se obtendrían reacciones unitarias máximas del orden de 14 kg : cm² (presa de Almansa), que, de haber sido efectiva, hubiera resultado inadecuada para la clase de fábrica (mampostería con cal) empleada en ellas.

En época más moderna se construyó en España la presa de Puentes (sobre el Guadalentín, Murcia), en 1785 (fig. 587 *a*), de 50 m de altura, la que se cimentó en su parte central sobre pilotaje, y, a causa de esta defectuosa cimentación, al ponerse por primera vez con la carga hidráulica total, en 1802, se produjo su ruina por arrastre inferior de la base de cimientos, ocasionando seiscientas víctimas. En 1897 se terminó la construcción de la nueva presa de Puentes, con 48 m de altura y ubicada más agua arriba que la anterior y con cimientos que llegan a roca consistente (fig. 587 *b*).

Presa moderna de Puentes.

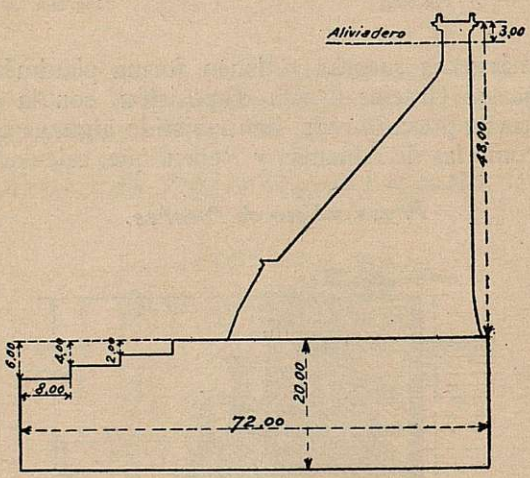


Fig. 587 *b*

Probablemente la catástrofe de la presa de Puentes motivó la adopción en la de Valdeinfierno, construída después de aquélla, del perfil tan robusto que se indica en la figura 588.

En 1850 se concluyó la presa de Níjar (sobre el río Garrizal, España meridional), de 27 m de altura, que se representa en la figura 589. Y de 1855 es la presa del Pontón de la Oliva (en el Lozoya), para abastecimiento de agua de Madrid, abandonada hoy por permeabilidad del vaso.

En algunas de las españolas citadas se adopta la modalidad corriente hoy de talud de agua arriba vertical o casi vertical y escalonado el de agua abajo. Esta disposición, conveniente a la estabi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lidad, como ya sabemos, no la emplearon los franceses en las presas suyas de la primera mitad del siglo XIX, como la de Gros

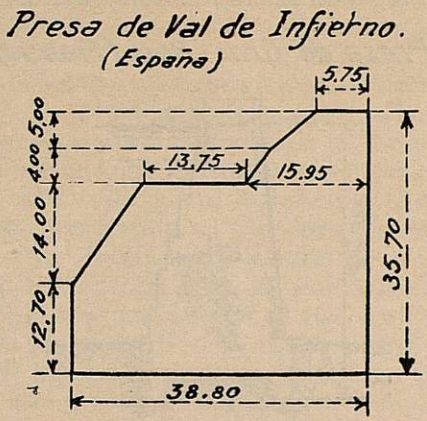


Fig. 588

Bois, 1838 (fig. 590), y las de Chazilly y Glomel, de perfil análogo al de aquélla, contemporáneas todas, de talud agua arriba escalonada y agua abajo vertical. Este perfil hubiera sido más estable ha-

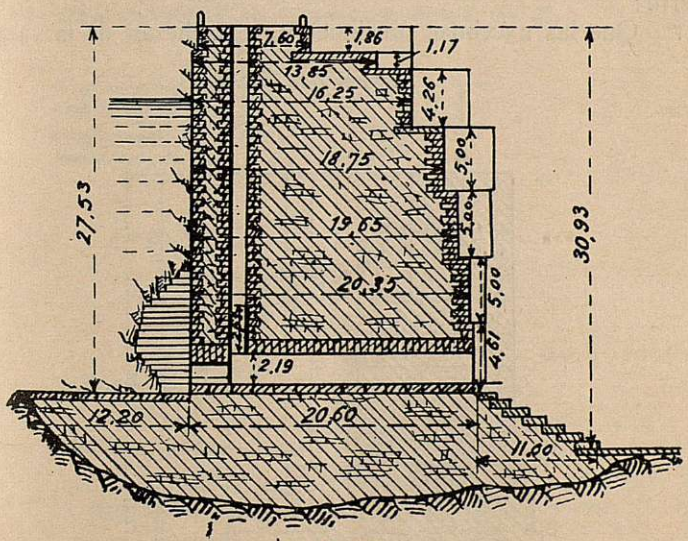


Fig. 589

ciéndolo girar 180°. Estas presas sufrieron alarmantes agrietamientos, y fué preciso adicionarles contrafuertes.

Como se ve, hasta mediados del siglo XIX existía una gran desorientación en elegir el perfil de las presas. En 1853, estudian-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

do las causas de las averías producidas en la presa de Gros Bois, el ingeniero Sazilly publicó una Memoria (*Annales des Ponts et Chaussées,* 1853, segundo semestre). En el cálculo que en ella se

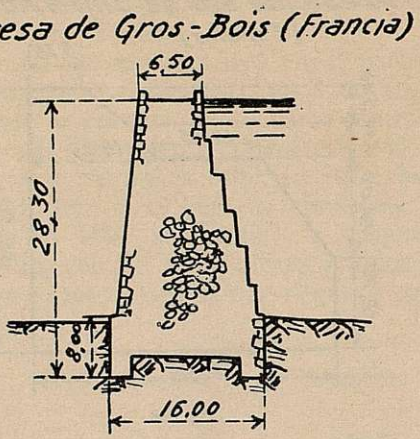


Fig. 590

indica hacía aplicación de la ley de repartición de las presiones indicada por Méry (*Annales des Ponts et Chaussées,* 1840) y exigía al perfil:

1.° Que las máximas presiones no excedieran de la carga de

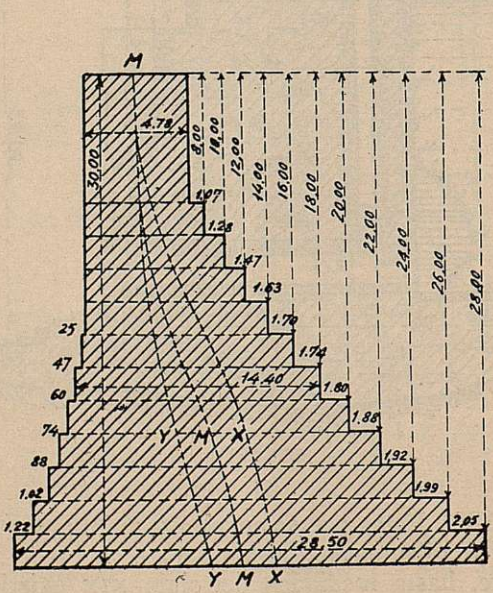


Fig. 591.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

seguridad, que fijó en 4 kg : cm², determinando el ancho de cada junta de modo que a embalse lleno la presión en el paramento de agua abajo fuere igual a la carga máxima admitida, y, análogamente, a embalse vacío la presión en el paramento de agua arriba fuere igual a dicha carga.

2.° Que no hubiera posibilidad de deslizamiento en toda o parte de la presa. Y no pudiendo determinar algebraicamente, por ecuaciones fáciles de resolver, la forma de los paramentos para cumplir las condiciones que antes se indican, sorteaba la dificultad haciendo el perfil escalonado que se indica en la figura 591.

Poco después que Sazilly, el ingeniero Delocre *(Annales des Ponts et Chaussées,* 1866), en el cálculo de la presa de Furens (figura 592), perfeccionó las ideas y métodos de aquél, adoptando paramentos poligonales que después se suavizan con curvas envolventes. En dicha presa, de 50 m de altura, adoptó Delocre una carga práctica de 6 kg : cm², considerando sólo las presiones verticales. Se terminó esta presa en 1866, y puede considerarse como modelo o punto de partida de las posteriormente proyectadas y construídas con perfil en todas análogo y llamado de igual resistencia. La planta era curva, como en las presas españolas.

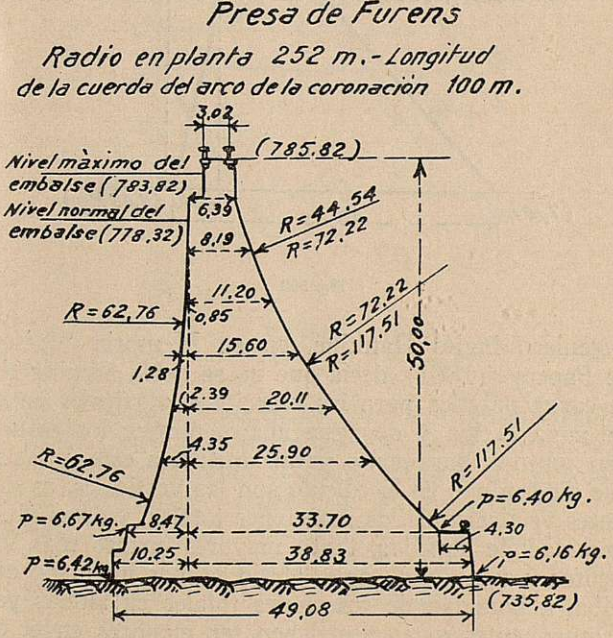


Fig. 592

En 1869 se redactó, por los ingenieros Morer y Boix, el proyecto de la presa del Villar, para abastecimiento de Madrid, presa que se ultimó en 1880. Se representa en la figura 593; tiene 50 m

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de altura, y el procedimiento de cálculo seguido es el de Delocre, y se detalla en el libro *Estabilidad de las construcciones de mampostería* (de E. Boix, 1889, pág. 261 y siguientes), adoptando una carga de seguridad de 6 kg : cm², y un peso de la fábrica de 2 200 kilogramos por metro cúbico. En estos cálculos no se considera la subpresión hidráulica, y se determina el perfil a condición de que la resultante pase, tanto a embalse lleno como vacío, por el interior del núcleo central, y que en ningún caso la reacción molecular máxima exceda a la práctica admitida de 6 kg : cm². Estas condiciones obligan a que el paramento de agua arriba sea vertical sólo hasta una altura tal que, pasada, la reacción molecular sería mayor que la admitida citada.

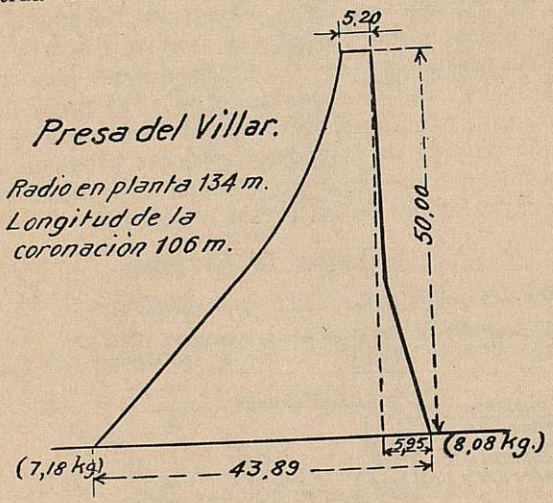


Fig. 593

El ingeniero inglés Rankine, en su Memoria "Miscellaneus Scientific Papers" (1881), decía que no se debía admitir el mismo límite de carga práctica para las reacciones verticales en el paramento de agua arriba y de agua abajo, porque los esfuerzos se transmiten junto al paramento paralelamente a éste, y las reacciones que se determinan en el cálculo son las verticales, es decir, las componentes verticales de las reacciones totales, y estas últimas serán, a igualdad de aquéllas, tanto mayores cuanto más inclinado el paramento; y como el de agua abajo es más inclinado que el de agua arriba, a igualdad de reacciones totales en ambos paramentos, las componentes verticales deben ser menores en el de agua abajo que en el de agua arriba. Rankine fijó para aquél la carga límite de 7,5 kg : cm², y para éste, 9,7 kg : cm².

Además, por idénticas razones disminuyen las cargas límites en un mismo paramento a medida que el talud disminuye, es decir, conforme se van considerando juntas horizontales más bajas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Rankine no admite tensiones, y esto es importante. Antes, algunos ingenieros, aplicando la ley de Mery, se limitaban a determinar la presión máxima en cada junta, y si se originaban tensiones se limitaban a no considerarlas. Rankine exige que no haya tensiones, es decir, que la resultante pase por el interior del núcleo. Así se calculó la presa del Villar.

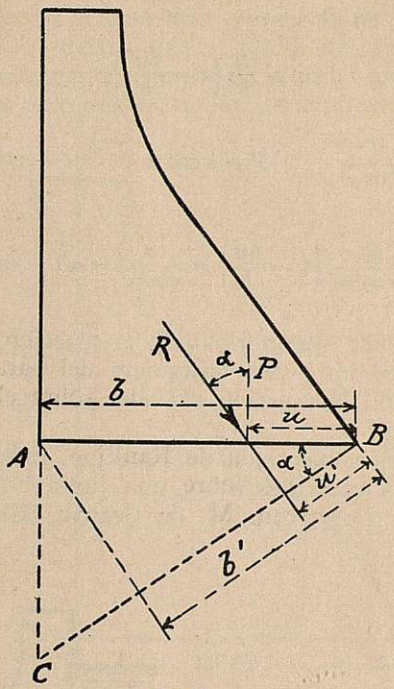


Fig. 594

Monsieur Le Blanc, primero en 1856 y luego en 1869, y más adelante Bouvier, en 1874, alegaron que las máximas reacciones moleculares no correspondían al valor máximo de la componente en una junta horizontal; es decir, a $R \cdot \cos \alpha$, siendo R la resultante sobre una junta horizontal, y α el ángulo que esta resultante forma con la vertical, sino que dichas reacciones máximas corresponden a juntas inclinadas y para un valor de $\frac{R}{\cos \alpha}$. Para demostrarlo decía Bouvier (fig. 594): Si AB es una junta horizontal, R la resultante de las fuerzas actuando sobre dicha hilada, α el ángulo que hace con la vertical, P la componente según esta dirección, BC la normal trazada desde B a la resultante R; según la repartición trapecial de las reacciones mole-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

culares verticales sobre la hilada AB, la reacción máxima tiene lugar en B y es

$$\sigma = \frac{P}{b}\left(4 - \frac{6u}{b}\right)$$

Bouvier considera el triángulo ABC como elemento transmisor de la presión de la resultante sobre la hilada BC, y en ésta la reacción molecular en B será

$$\sigma' = \frac{R}{b'}\left(4 - \frac{6u'}{b'}\right)$$

Pero

$$R = \frac{P}{\cos\alpha} \qquad b' = b\cos\alpha \qquad u' = u\cos\alpha$$

de donde

$$\sigma' = \frac{P}{b\cos^2\alpha}\left(4 - \frac{6u}{b}\right) = \frac{\sigma}{\cos^2\alpha} = \sigma(1 + \operatorname{tag}^2\alpha)$$

Se obtendrá, pues, según Bouvier, la reacción principal máxima maximorum en un punto cualquiera del paramento de agua abajo, multiplicando la reacción máxima sobre el elemento horizontal por $(1 + \operatorname{tag}^2\alpha)$.

Hasta Bouvier, a excepción de Rankine, todos calculaban las máximas presiones verticales sobre una junta horizontal.

Los ingenieros Pelletreau, M. de Beauve, Moleswort, Coven-

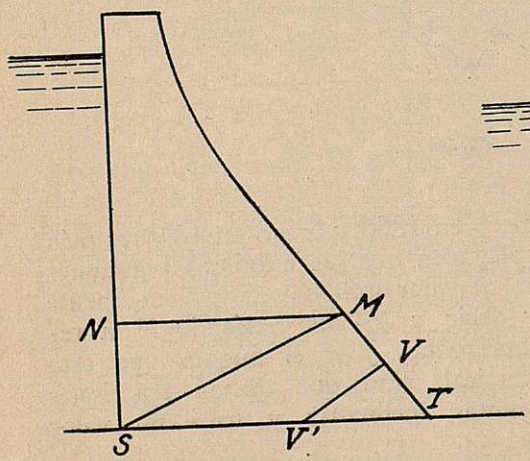


Fig. 595

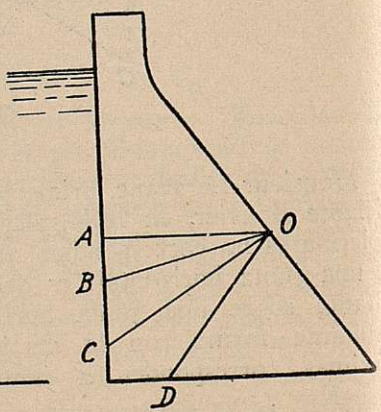


Fig. 596

try, Unwin Harlacher, Krantz, Crougnola, etc., se ocuparon también del cálculo de las presas, y algunos dieron fórmulas más o menos empíricas para determinar el espesor en cada punto.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Guillemain preconizó, en su libro *Rivières et Canaux,* un nuevo método para determinar el perfil de las presas, fundado en la consideración de juntas oblicuas, y hacía las consideraciones siguientes: "Supongamos un perfil (fig. 595) calculado por el procedimiento Delocre, por ejemplo. Si en vez de calcular las reacciones moleculares sobre una junta horizontal *MN* las calculamos para una junta inclinada *MS,* tomando en consideración la presión hidráulica hasta *S,* encontraremos una mayor reacción en *M.* Si esta reacción es mayor que el límite de seguridad, es preciso aumentar suficientemente el ancho de la junta hasta conseguir mantener la máxima reacción dentro de los límites fijados."

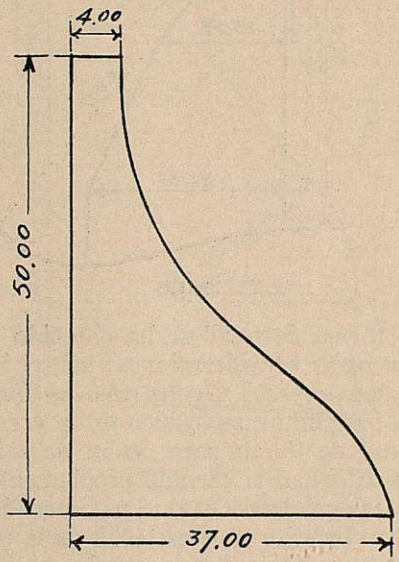


Fig. 597

El método Guillemain consiste, pues, en calcular las presiones en juntas inclinadas, irradiando desde un punto *O* (fig. 596) del paramento de agua abajo, y ensanchar el perfil lo suficiente para que la presión en *O* no exceda del límite fijado. El procedimiento es, pues, por tanteos. La figura 597 representa el perfil a que se llega por este método, y se aprecia una marcada convexidad del paramento de agua abajo, cerca de su pie. Esta forma favorece la disminución de las fuerzas tangenciales en el pie de la presa, que aumentan con el ángulo que el paramento forma con la vertical. Pero esta consideración no es la que llevó a Guillemain, como antes hemos visto, a la determinación de la forma de ese perfil.

El ingeniero Hetier llegó a una forma de aquél parecida a la de Guillemain, partiendo de la consideración de juntas inclinadas irradiando desde un punto del paramento de agua arriba (*Annales des Ponts et Chaussées,* 1885).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El ingeniero Resal obtuvo también una forma análoga de perfil de presa, fundándose en que la presa debe estudiarse considerando secciones normales a la bisectriz del ángulo de los dos paramentos (*Annales des Ponts et Chaussées,* 1919).

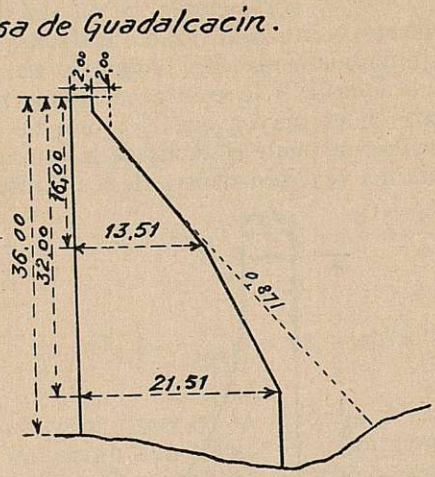


Fig. 598

Esta misma forma de perfil se ha obtenido por otros ingenieros, fundados en otras consideraciones; así, el ingeniero Sr. González Quijano, que proyectó y construyó la presa de Guadalcacín (ubicada en una garganta que, si bien en la coronación de aquélla daba una longitud de 90 m para 36 m de altura de presa, tenía sólo de 15 a 20 m en la cerrada propiamente dicha), teniendo en cuenta las reacciones laterales que pudieran desarrollarse, dedujo que, en la parte inferior más estrecha de la presa, podría reducirse el talud de agua abajo, disminuyendo así el ancho de la presa (dirección del río) y las dimensiones de su cimiento, obteniendo de este modo el perfil que se indica en la figura 598 (trazo lleno). Pero la Superioridad, con excesiva prudencia, no creyó necesaria la reducción de taludes hacia la base, y la presa se construyó con el perfil que indica la figura, estando marcado de puntos el talud exterior, que responde al perfil Levy, de que nos ocuparemos luego. (Nota del Sr. Quijano a la Asociación Española para el Progreso de las Ciencias, Congreso de Madrid, 1913, tomo IX, pág. 17.)

Las ideas del Sr. Quijano tuvieron aplicación en la presa de La Peña (ubicada también en una garganta muy estrecha en su zona inferior), que construyó el ingeniero Sr. Bello (fig. 599).

La presa, de la enorme altura de 220 metros, en construcción (enero 1931) en los Estados Unidos, para el Cañón del Colorado, tiene también (fig. 600) forma parecida *(Engineering News-Record,* 25 diciembre 1930, pág. 1 013).

Vogt (*Proceedings A. S. of C. E.,* abril 1931, pág. 658) señala a esta disposición el inconveniente de crear posibles es-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

fuerzos de tracción en planos verticales. Las dos direcciones principales de los esfuerzos en un punto del paramento de agua aba-

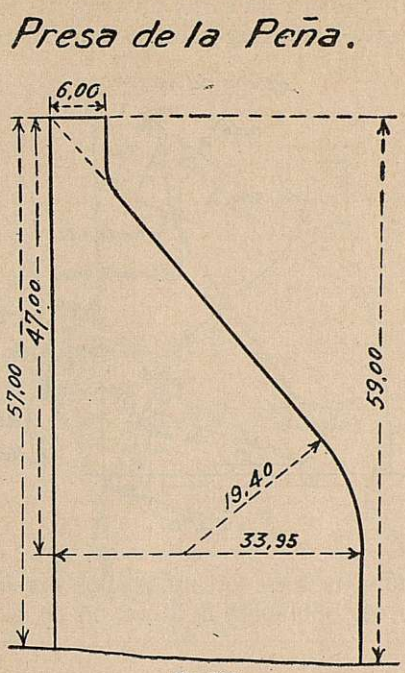


Fig. 599

jo son la tangente y la normal en ese punto. En nuestro caso (figura 600 *a*), serán n_1 y n_2; pero $n_2 = 0$, por reducirse la elipse de los esfuerzos a una recta, eje mayor, en el paramento. El ele-

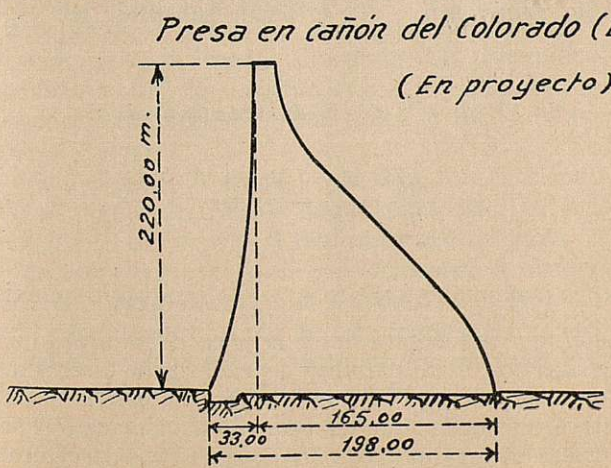


Fig. 600

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mento $ABCD$ estará en equilibrio (la dimensión perpendicular al plano la suponemos la unidad) por las componentes $n_1 \cdot dz$, dz y $(n_1 + dn_1)dz$ aplicadas a las caras proyectadas en AD y CB, el peso propio $Rd\alpha \cdot dz \cdot w$ y la tensión principal en DC, que será $dn_2 \cdot R \cdot d\alpha$.

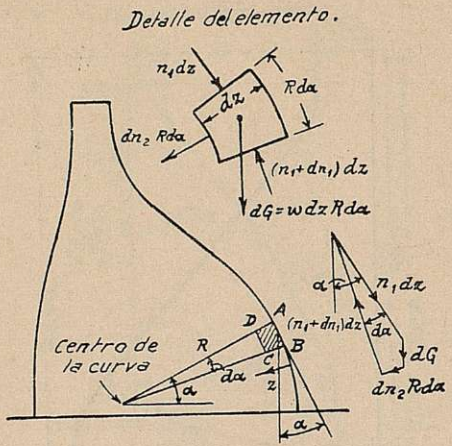


Fig. 600 *a*

Los esfuerzos tangenciales son nulos, por ser n_1 y n_2 direcciones principales. Proyectando sobre la dirección de n_2 estas fuerzas, tendremos:

$$dn_2 R \cdot d\alpha + w \cdot dz \cdot R \cdot d\alpha \cdot \operatorname{sen} \alpha = n_1 dz \operatorname{sen} \frac{d\alpha}{2} + (n_1 + dn_1) dz \operatorname{sen} \frac{d\alpha}{2}$$

suprimiendo términos de grado superior y sabiendo que en elementos infinitésimos sen $\frac{d\alpha}{2}$ se puede substituir por $\frac{d\alpha}{2}$, tendremos

$$dn_2 \cdot R \cdot d\alpha + w \cdot dz \cdot R \cdot d\alpha \cdot \operatorname{sen} \alpha = n_1 \cdot dz \cdot d\alpha$$

de donde

$$\frac{dn_2}{dz} = \frac{n_1}{R} - w \operatorname{sen} \alpha$$

luego si n_1 es mayor que Rw sen α, $\frac{dn_2}{dz}$ será positivo, existiendo, pues, tensión, que aumentará desde cero en el paramento a un máximo en el interior. Este máximo depende de la dirección y magnitud de n_1 en el interior. El mayor valor del esfuerzo de tensión se tendrá en presas en las que sea pequeño el valor de R y sen α; es decir, en presas en las que esté muy acentuada la curvatura del paramento agua abajo. De acuerdo con este resultado, y observando

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

las experiencias inglesas en modelos reducidos, propone Vogt la curvatura del paramento agua abajo en sentido contrario (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, abril 1931, página 658).

Clavenad fué secretario de la Comisión encargada de investi-

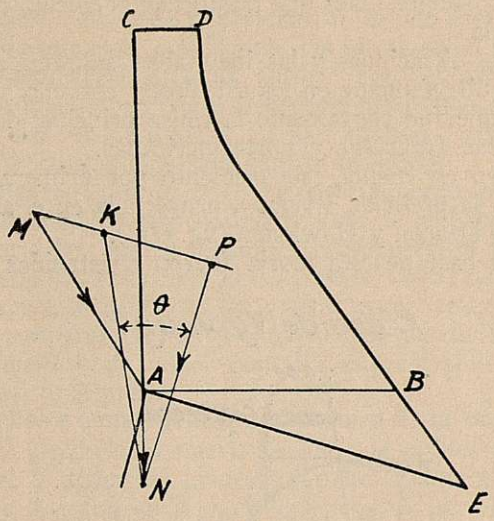


Fig. 601

gar las causas de la rotura de la presa del Habra, en Argelia, y sacó la conclusión de que fué debida al esfuerzo cortante en una junta inclinada, y recomienda que la resistencia de la presa al esfuerzo cortante se calcule como sigue: En la figura 601, *MA* representa, en magnitud y dirección, la resultante de las fuerzas aplicadas a la presa *ABCD*, y *AN* es el peso del triángulo *ABE*, siendo *AE* una junta inclinada. Trazando *NP* perpendicular a *AE* y *MP* paralela a *AE*, la longitud *NP* representa la componente de las presiones en dirección normal a *AE*, y *MP* la componente tangencial.

Si desde el punto *N* trazamos la línea *NK*, haciendo con la normal *NP* el ángulo de fricción de las mamposterías, la longitud *KP* representará la resistencia al deslizamiento debido a la fricción, y *MK* el esfuerzo cortante a que está expuesta la mampostería. Esto se averiguará para varias juntas, irradiando de *A*. Si el máximo esfuerzo cortante encontrado de esta manera excediese de la resistencia que pudiera ofrecer la mampostería, la presa podría peligrar y habría que elegir un perfil más ancho.

A estas consideraciones de Clavenad objetan algunos que aquel ingeniero hace simultanear la resistencia al esfuerzo cortante con la del deslizamiento, mientras que son sucesivas; es decir, que no

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

comienza la resistencia al deslizamiento hasta que se ha abierto grieta y ha sido vencida la resistencia al esfuerzo cortante.

En Inglaterra, Unwin, y en América, Wegmann, demostraron que las hipótesis hechas para fundamentar el cálculo de las presas no están conformes con la realidad, y que se debe tener en cuenta la posibilidad de que el agua penetre entre las juntas de la fábrica y produzca subpresiones que trastornen el cálculo hecho con la teoría indicada.

Y estas filtraciones y las inevitables subpresiones no se tenían en cuenta directamente en los cálculos, y con ello se despreciaba un elemento que fué ciertamente la causa principal de la ruina de no pocas presas francesas y norteamericanas.

Se tuvo en cuenta este elemento por primera vez, quizá con exceso, en la presa de Vyrnwy, proyectada en el año 1880 por los ingenieros Deacon y Hawksley (fig. 602).

Con la base de esta teoría fueron construídas numerosas pre-

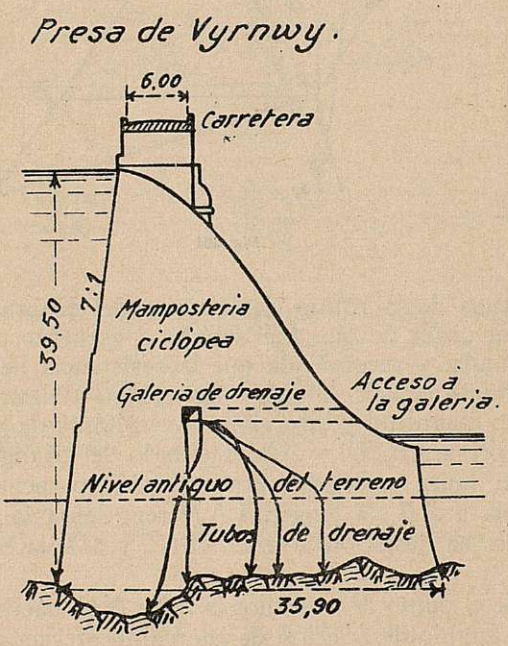


Fig. 602

sas en Inglaterra y en las Colonias, todas con perfil relativamente exuberante, y de las cuales, la presa de Vyrnwy puede ser el prototipo. En la presa de Vyrnwy fueron, además, aplicados por primera vez los tubos de drenaje en la cimentación, para evitar la subpresión, y la galería de inspección, para vigilar el estado del macizo interior. Y esto fué un nuevo motivo de estudio y de controversia en todos los países.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Castigliano *(Politécnico,* 1884) fué el primero que reconoció las ventajas del perfil triangular, que luego propusieron Pelletrau y Wegmann, y que difiere poco del perfil de las presas modernas. No admitía, como Rankine, tensiones. Investigó la sección para que la curva de presiones a embalse lleno pasara por el extremo exterior del núcleo central, y a vacío por el extremo interior, considerando al embalse a nivel de la coronación, siendo ésta de espesor nulo, encontrando que estas condiciones las satisfacía el perfil triangular de paramento vertical agua arriba. Para el perfil práctico añadía en la coronación un triángulo rectángulo, cuyo cateto horizontal daba el espesor de aquélla. Y así, cuando el embalse está lleno, la curva de presiones queda dentro del núcleo, y cuando vacío, se separa ligeramente de él en la parte superior, tendiendo a acercarse al aumentar la profundidad. Pero a embalse vacío no tienen importancia las ligeras tensiones resultantes de agua abajo.

Le Rond (*Annales des Ponts et Chaussées,* 1895) tiene en cuenta las subpresiones, y habla de las grietas como resultado de las variaciones de temperatura, de la conveniencia de dividir la presa en partes (dovelas) y de poner pantalla impermeabilizadora con drenaje entre ésta y la presa.

Nuevos estudios a consecuencia de la rotura de la presa de Bouzey. — En 1895 ocurrió un nuevo hecho, que trastornó la teoría entonces vigente y demostró la necesidad de reestudiar el problema: la ruina de la presa de Bouzey, ocurrida de improviso, pocas horas después de la visita de inspección del guarda, sin haber notado nada especial, y que produjo un verdadero desastre, en el que murieron 86 personas y causó muchos daños materiales.

Este hecho tuvo repercusiones, no sólo en Francia, sino en todo el mundo científico, y, como consecuencia, se emprendieron nuevos trabajos para estudiar el problema a fondo, tanto desde el punto de vista teórico, como tomando por base experimentos directos, a fin de resolver, de una vez para siempre, todas las dudas respecto al particular.

Maurice Levy, en sus célebres comunicaciones a la Academia de Ciencias Francesa (5 de agosto de 1895, 2 de mayo de 1896, 4 de julio de 1899), demostró la necesidad de añadir aún otra condición esencial para la estabilidad de las presas, y es que la presión en los puntos del paramento de agua arriba, cuando el embalse esté lleno, sea un poco mayor que la que origine la presión hidrostática, a fin de evitar posibles filtraciones, y en todo caso, equilibrar la subpresión. De aquí la adopción del paramento vertical agua arriba, que caracteriza las presas construídas, con las nuevas ideas, desde 1895.

Además aconsejó, como remedio aún más completo, el añadir drenajes junto al paramento de agua arriba, con el fin de dar pronta salida a las filtraciones que eventualmente pudieran ejercer una subpresión real y apreciable en el mismo cuerpo de la presa.

Para las presas existentes proponía la adición de pantallas o muros de guardia, que fueron aplicados en varias presas, y como

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tipo se pueden citar las disposiciones de las de Settons, Bouillouse y la Mouche. Añadió aún la necesidad de hacer muy escarpado el paramento de agua abajo de la presa, o sea, que el ángulo φ que forma con la vertical sea el menor posible, puesto que demostró que la presión máxima en los puntos de dicho paramento no era la σ dada por la teoría de Mery, ni la $\sigma(1 + \text{tag}^2\,\alpha)$ de Bouvier, sino que podía alcanzar valores más grandes, que estimaba debían expresarse así:

Presión máxima maximorum: $\sigma(1 + \text{tag}^2\,\varphi)$.

Se apoyaba para ello en las siguientes consideraciones:

Si desde un punto B del paramento de agua abajo (fig. 603) trazamos una horizontal AB, y tomamos esta magnitud, infinitamente pequeña; si trazamos otro segmento, BC, perpendicular al paramento de agua abajo, y desde A una perpendicular AC a BC (paralela, por lo tanto, al paramento de agua abajo), se formará así un triángulo rectángulo infinitamente pequeño, ABC, base de un prisma de fábrica de altura igual a 1. Este prisma estará en equilibrio por su peso propio y por las reacciones en las caras AB, BC y AC.

Pero el peso propio del prisma es infinitamente pequeño, de segundo orden; es decir, del orden de la base ABC. La reacción sobre la cara AC es también infinitamente pequeña, de segundo or-

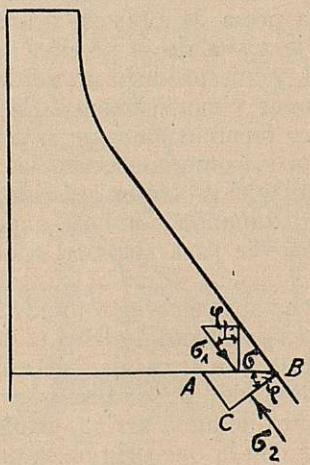


Fig. 603

den, puesto que será del orden del producto de la reacción unitaria sobre la cara AC por dicha cara. Esta es de primer orden, y la reacción unitaria también del primero, puesto que en BD, paramento, la reacción es nula, y como AC es paralela a BD a una distancia infinitamente pequeña de primer orden, la reacción unitaria en AC será de primer orden.

Las reacciones en las caras AB y BC son del mismo orden infi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nitesimal que estas caras; es decir, de primer orden, puesto que las reacciones moleculares unitarias en el interior de las fábricas son cantidades finitas.

Despreciando, pues, los infinitamente pequeños de segundo orden, queda el prisma infinitamente pequeño ABC en equilibrio, sólo bajo la acción de las fuerzas σ_1 y σ_2, que se ejercen, respectivamente, sobre las caras AB y BC. Las magnitudes respectivas son $\sigma_1 \cdot AB$ y $\sigma_2 \cdot BC$, y han de ser iguales, ejercidas en la misma dirección y de sentidos contrarios. Se pueden suponer aplicadas en los puntos medios de las caras AB y BC en la sección media del prisma. Tendremos así:

$$\sigma_1 \cdot AB = \sigma_2 \cdot BC \qquad \sigma_2 = \frac{AB}{BC} \cdot \sigma_1$$

Pero $BC = AB \cos \varphi$; luego

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1}{\cos \varphi}$$

Pero la componente vertical σ sobre la cara horizontal AB es

$$\sigma = \sigma_1 \cos \varphi \qquad \sigma_1 = \frac{\sigma}{\cos \varphi}$$

luego

$$\sigma_2 = \frac{\sigma}{\cos^2 \varphi} = \sigma(1 + \operatorname{tag}^2 \varphi)$$

Vemos, pues, por esta expresión que la reacción molecular máxima principal en un punto cualquiera del paramento de agua abajo se ejerce paralelamente a la tangente al paramento en dicho punto, y su valor es igual a la componente vertical σ en dicho punto, que se puede obtener por la ley del trapecio, aplicada a la hilada horizontal correspondiente, multiplicada por $(1 + \operatorname{tag}^2 \varphi)$ o por $\frac{1}{\cos^2 \varphi}$, siendo φ el ángulo que la tangente al paramento, en dicho punto, forma con la vertical.

Si se adopta para valor b de la base en función de la altura h de la presa, siendo γ la densidad de la fábrica la expresión siguiente:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}} \qquad \operatorname{tag} \varphi = \frac{b}{h} = \frac{1}{\sqrt{\gamma}}$$

y entonces

$$\sigma_2 = \sigma(1 + \operatorname{tag}^2 \varphi) = \sigma\left(1 + \frac{1}{\gamma}\right) = \sigma \frac{\gamma + 1}{\gamma}$$

Si se adopta para

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - 1}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

entonces

$$\operatorname{tag}\varphi = \frac{1}{\sqrt{\gamma - 1}} \qquad \sigma_2 = \sigma\left(1 + \frac{1}{\gamma - 1}\right) = \sigma\frac{\gamma}{\gamma - 1}$$

Consideremos ahora que el prisma de base infinitamente pequeña (fig. 604) se forma con la perpendicular al paramento BC, AC paralela al paramento y AB cualquiera, y sea ω el ángulo ABC y β la fuerza que actúa sobre AB. Por análogas consideraciones tendremos que $\beta = \sigma_2 \cos \omega$. La componente β_n normal a AB vendrá expresada por

$$\beta_n = \beta \cos \omega = \sigma_2 \cos^2 \omega = \frac{\sigma_2}{1 + \operatorname{tag}^2 \omega}$$

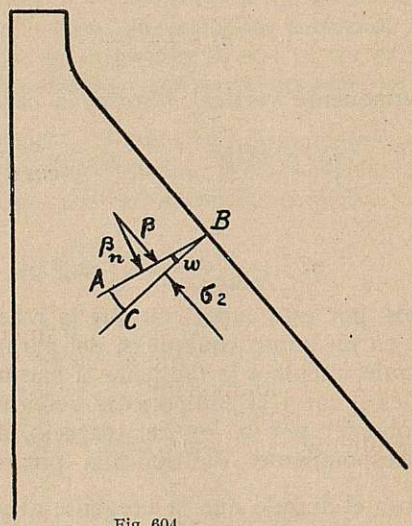


Fig. 604

La componente tangencial AB o esfuerzo cortante en dicha cara será:

$$\beta_t = \beta \operatorname{sen} \omega \qquad \text{Pero } \beta = \sigma_2 \cos \omega \qquad \beta_t = \sigma_2 \operatorname{sen} \omega \cos \omega = \frac{\sigma_2}{2} \operatorname{sen} 2\omega$$

El máximo de β_n corresponderá al máximo de cos ω, o sea, $\omega = 0$; es decir, el caso en que AB se confunde con BC, y entonces $\beta = \sigma_2$. Luego la máxima reacción es σ_2.

El máximo de β_t corresponde al máximo de sen 2ω; o sea, $2\omega = 90°$; $\omega = 45°$.

Y entonces:

$$\beta_t = \frac{\sigma_2}{2}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Está considerado sólo el esfuerzo cortante sencillo, sin tener en cuenta el rozamiento, como lo haremos después, al tratar, en el método de Pigeaud, de hallar el esfuerzo cortante efectivo.

Luego el máximo esfuerzo cortante corresponde al plano, formando 45° con la dirección BC o, lo que es lo mismo, con el paramento.

Esto prueba lo que sabemos por Mecánica aplicada, al estudiar el estado elástico plano o doble; es decir, que en un punto cualquiera de un sólido (aquí B) hay dos direcciones de planos perpendiculares entre sí, pasando por dicho punto, y perpendiculares a la sección recta de la presa (aquí los planos BC y el paramento), para los cuales la reacción molecular es normal a los planos, siendo esas dos direcciones aquellas para las cuales el deslizamiento es nulo. Una dirección BC corresponde al plano, en el que las reacciones normales a él son máximas. Las reacciones normales al otro plano son mínimas. Por la recta intersección de dichos dos planos pasan otros dos normales entre sí, y formando ángulos de 45° con los anteriores, y que corresponden a las direcciones, una de máximo deslizamiento (máximo esfuerzo cortante) y otra al mínimo deslizamiento. Estas direcciones corresponden a tangentes a las líneas isostáticas: la primera, de presiones normales máximas; la segunda, de presiones normales mínimas; la tercera se llama línea isostática de máximo deslizamiento, y la cuarta, de mínimo deslizamiento.

La resistencia al esfuerzo cortante sabemos que es mucho menor que a la compresión; de modo que como el esfuerzo cortante aumenta con la compresión normal y con el seno del ángulo que el paramento forma con la vertical, se deduce que a medida que dichos valores aumentan, como pasa en la parte baja del paramento de agua abajo en los perfiles de igual resistencia, el esfuerzo cortante aumenta, y esto puede constituir una limitación de la altura de la presa.

El hecho de romperse las presas de Bouzey, Habra y otras, según planos inclinados a 45°, y la experiencia cotidiana de estructuras que se rompen, según planos inclinados casi a 45°, demuestra que la teoría de Levy se confirma por la realidad.

En la actualidad se adopta para las presas el perfil triangular, con paramento de agua arriba vertical, o con ligera inclinación respecto a ésta, o quebrado. Se puede adoptar el talud vertical en todas aquellas presas en que su altura sea tal que la presión máxima en dicho paramento no exceda de la carga práctica; es decir, en que se cumpla $h\gamma \leqslant K$, siendo h la altura de la presa, γ el peso del metro cúbico de fábrica y K la resistencia práctica. En dicha expresión no se ha tenido en cuenta el peso del prisma triangular de coronación. Cuando la altura de la presa sea tal que la presión máxima al pie del paramento de agua arriba sea mayor que dicha resistencia práctica, suponiendo aquél vertical, se adopta una lige-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ra inclinación o se le da forma quebrada con talud en la parte superior, y vertical en la inferior.

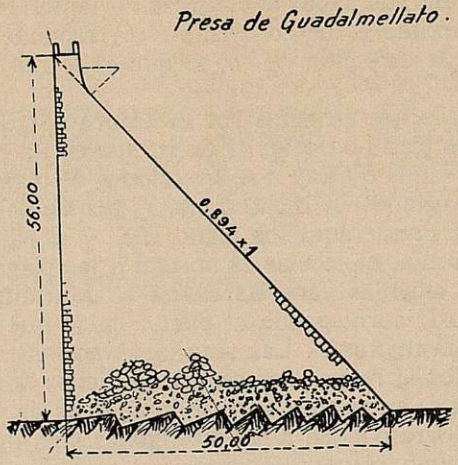


Fig. 605

Los perfiles de las presas de Guadalcacín y La Peña (figuras 598 y 599) tienen paramento de agua arriba vertical. También

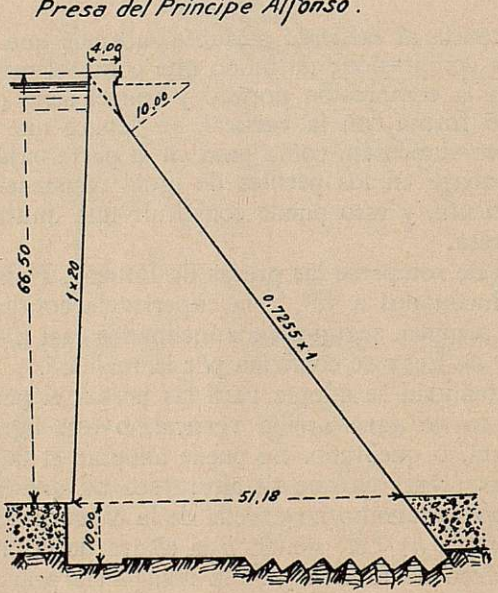


Fig. 606

el perfil de la presa de Guadalmellato (fig. 605) y muchas más presas españolas y extranjeras. La figura 606 representa el perfil de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la presa del Príncipe Alfonso, que tiene talud de 1 : 20. La figura 607 se refiere a la presa de Tremp, y la 608 a la de Camarasa. En ambas, y a partir de la coronación, el paramento de agua arriba tiene inclinación de 1 : 20 en 30 m de profundidad, en la primera, y 32 en la segunda. Y el resto es vertical.

La curva de presiones debe pasar por el interior del núcleo central, y hasta ahora, en las presas españolas, se exigía que la presión en el paramento vertical a embalse lleno fuese igual o mayor que la carga hidrostática, con nivel de agua a la altura de la coro-

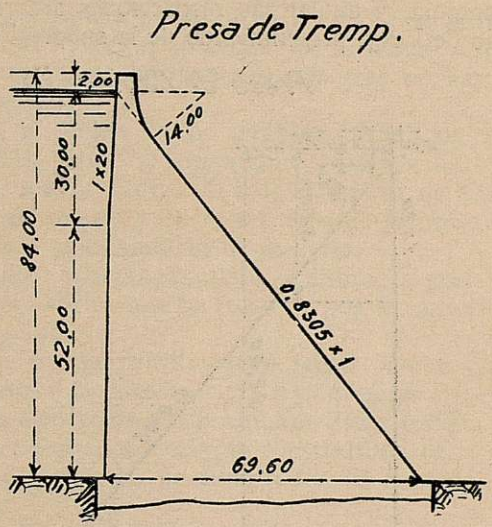


Fig. 607

nación (condición de Levy), lo que equivale a suponer una subpresión triangular con cateto vertical igual a la carga del agua.

Esta condición da perfiles muy robustos.

La carga máxima admitida en el cálculo de las presas ha ido aumentando desde los 4 kg/cm², que indicó Sazilly, hasta 22 kilogramos/cm², con que se calcularon las presas de Camarasa y Tremp, y 38 kg/cm² que se adopta en la presa Hoover (Colorado) (*Eng. N. Rec.*, 1930, 6 febrero, pág. 250). En este último caso se cuenta con que el hormigón tenga a los veintiocho días una carga de rotura de 190 kg/cm². El coeficiente de garantía es, pues, de 5.

Los italianos calculan las presas con hipótesis de subpresión triangular con coeficiente de reducción, que varía de 0 a 1, según la clase de terreno.

Los suizos participan de las ideas de los italianos.

Los alemanes (y especialmente el ingeniero Intze y sus discípulos) construyeron bastantes presas con hipótesis de subpresión rectangular.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los norteamericanos, unas veces, no han tenido en cuenta subpresión alguna, y otras, al tenerla, la han supuesto triangular, aplicándole un coeficiente de reducción (0,66 en las presas de Elephant Butte, Olive Bridge, Kensico, etc.).

El Ministerio de Obras públicas de Francia publicó en 13 de octubre de 1923 una circular *(Annales des Ponts et Chaussées,* noviembre y diciembre 1923) para el cálculo de las presas resistiendo por su peso, y en ella lo esencial es aconsejar el perfil triangular, que, permitiendo simplificar los cálculos, responde además a principios de economía, y anular las restricciones anteriores, basadas en el principio de Levy, prescindiendo de la subpresión en el cálcu-

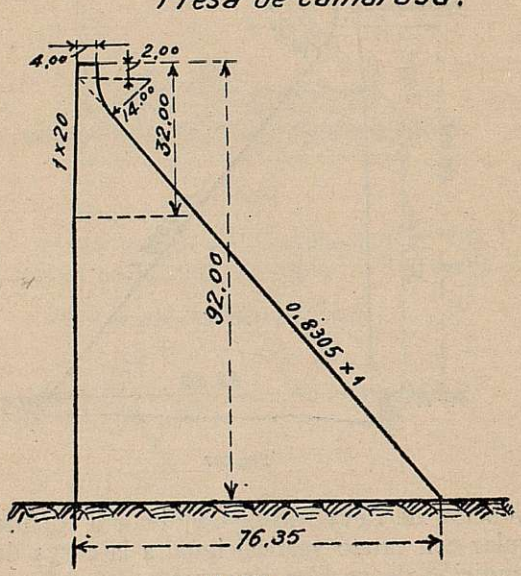


Fig. 608

lo, contando con que se adopten precauciones para que no se produzcan, y exigiendo sólo que no se originen tensiones en juntas horizontales, y que, para mayor seguridad, a embalse lleno se obtengan ligeros esfuerzos de compresión.

Forma planimétrica de los presas de gravedad. — Las opiniones de los técnicos están divididas entre las formas rectilíneas y curvilíneas.

Dicen los partidarios de la planta curvilínea:

1.° Calculada una presa para resistir por gravedad, dándole la forma curva, parte de los esfuerzos a que está sometida los transmite a los estribos, y se obtiene así mayor garantía de estabilidad.

2.° La presa tiene cierta adaptación a variar de longitud con la temperatura. Las juntas de contracción o las grietas que puedan

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

formarse dividen la presa por planos radiales, de modo que cada trozo constituye como una dovela, imposibilitando de esta forma el que falle la presa por deslizamiento. Si las grietas se producen o si, por baja temperatura, se abren las juntas de contracción, la presión hidráulica tiende a cerrarlas, conservando su impermeabilidad.

Opinan los partidarios de la forma rectilínea:

1.º Que la presa se calcula como elemento rectilíneo de la unidad de longitud, y que en la planta rectilínea queda trabajando en las condiciones del proyecto.

2.º Que en ninguna presa curva de perfil de gravedad puede admitirse que una fracción apreciable de la carga hidrostática sea soportada por los arcos horizontales mientras no haya fallado la resistencia del muro.

3.º Que si la acción de los arcos adquiriera un valor importante, aparecerían, dada la forma muy rebajada de ellos (radios, corrientemente, mayores de 200 m), esfuerzos de tracción en el trasdós de los arranques y en el intradós de la clave, que falsearían por completo la estabilidad de la presa.

4.º Para unas mismas ubicación y altura, la presa curva tiene más volumen de fábrica que la recta, y, por lo tanto, es más costosa aquélla que ésta.

5.º Que la forma curvilínea se presta menos que la presa recta a que durante la construcción, y empleando cables transbordadores para la colocación del hormigón, éstos puedan cubrir bien todo el área de trabajo. Además, la construcción de la presa curva se complica por el empleo de encofrados de superficies curvas y por el replanteo.

6.º Que si no se rellenan en época apropiada las juntas de contracción o las grietas que se formen con inyecciones de cemento, al quedar aislados y sin suficiente contacto los diversos bloques de la presa, quedan éstos sin la acción alegada de bóveda y como trozos de presa resistiendo sólo por la acción de la gravedad.

Si se juzga el número de técnicos partidarios de una y otra forma por el número de presas curvas y rectilíneas construídas, hemos de creer que son más los partidarios de las primeras. Podríamos decir que la forma curvilínea es la clásica. Esta tienen las antiguas presas españolas del siglo XVI. Recientemente, en Suiza, mientras se construía la presa de Wäggital, recta, se levantaba la de Barberine (curva). En los Estados Unidos, todas las presas construídas para el abastecimiento de aguas de Nueva York son rectas (New Croton, Olive Bridge, Kensico y Gilboa).

Dice Degove (*Les Grands Barrages en Maçonnerie aux Etats Unis*, París, 1923) que agua abajo de una gran presa curva se descubrió una socavación de 18 m, producida por los aliviaderos laterales, y se cree que la obra no se ha derrumbado gracias a su forma curva.

En una estadística formada por Jorgensen, de 100 presas destruídas, de 17 presas de gravedad, 15 corresponden a trazado rec-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tilíneo y dos a curvilíneo, y no se conoce caso de presa-bóveda propiamente dicha arruinada.

Resal, en una interesantísima Memoria publicada en los *Annales des Ponts et Chaussées* (1919, pág. 191) del estudio de una presa trabajando como bóveda y como presa empotrada en la base, por el método de igualación de las flechas en un punto, llega a la siguiente conclusión:

"Si la longitud $l \geqq 2{,}5h$, siendo h la altura, el trabajo de la bóveda es despreciable. La presa se comporta como si su longitud fuera indefinida. Hay siempre ventaja en darle una planta circular, pero no se puede contar con ella para mejorar las condiciones de estabilidad. El perfil conveniente es el triangular clásico.

Si $l \leqq \frac{h}{3}$ es la bóveda la que lleva toda la carga.

Para valores intermedios, la carga se repartirá entre la bóveda y la ménsula, o pieza empotrada en la base. El adoptar un perfil triangular con planta curvilínea, en valle estrecho, sin tener en cuenta el trabajo como bóveda dará una distribución inadecuada de espesores, que haría formar en la base la bóveda de mínimo trabajo, como indica Resal en su Memoria antes citada, y que tal vez estuviera en condiciones peligrosas en su zona superior.

Se debe tender a realizar en la realidad lo mejor posible las hipótesis de cálculo.

Con esta orientación, y como tipo mixto entre presas-bóveda y de gravedad, se han proyectado las de Owyhee, de 123 m de altura, con talud del paramento agua abajo de 0,626 y curva de 150 m de radio, y la de Grimsel, en Suiza, de 114 m de altura, curva de 93 m de radio, talud del paramento de agua abajo, 0,50, y agua arriba, 0,10, con una economía sobre el tipo Levy de 30 por 100.

A continuación damos una relación parcial de presas de trazado rectilíneo y curvilíneo:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

PRESAS DE PLANTA CURVILINEA

NOMBRE DE LA PRESA	NACION	Altura — Metros	Fecha de la construcción	MATERIAL
Furens	Francia	55	1861-1866	Mampostería.
San Mateo	E. U.	52	1887-1889	Hormigón.
Urft	Alemania	58	1900-1904	Mampostería.
Mauer	Idem	62	1904-1912	Idem.
Roosevelt	E. U.	84	1905-1911	Hormigón.
Badana	Italia	56	1908-1913	Mampostería.
Boquilla	Méjico	80	1910-1914	Hormigón.
Arrowrock	E. U.	107	1912-1916	Idem.
La Mesce	Italia	58	1913-1917	Idem.
Príncipe Alfonso	España	66	1914-1920	Hormigón y mampostería.
Tremp	Idem	82	1915	Hormigón.
Camarasa	Idem	90	1919	Idem.
Whitney	E. U.	65	1915	Idem.
Barret	Idem	67	1920-1922	Idem.
O'Sanghnessy (Hetch-Hetchy)	Idem	103	1920-1923	Idem.
Don Pedro	Idem	85	1921-1923	Idem.
Barberine	Suiza	80	1921-1925	Idem.
Eguzon	Francia	61	1922-1925	Idem.
Grimsel	Suiza	115	1930	Idem.

PRESAS DE TRAZADO RECTILINEO

NOMBRE DE LA PRESA	NACION	Altura — Metros	Fecha de la construcción	MATERIAL
Folson	E. U.	39	1886-1891	Mampostería ciclópea.
Titicus	Idem	41	1890-1895	Mampostería.
New Croton	Idem	89	1892-1907	Idem.
Boonton	Idem	35	1900 1905	Idem.
Wachusett	Idem	62	1900-1906	Idem.
Elephant Butte	Idem	91	1902 1916	Hormigón.
Cross River	Idem	52	1906-1908	Mampostería.
Croton Falls	Idem	51	1906-1911	Idem.
Olive Bridge	Idem	67	1908-1914	Idem.
Kensico	Idem	93	1910-1916	Idem.
Wilson	Idem	42	1918-1926	Hormigón.
Gilboa	Idem	49	1919-1927	Mampostería.
Waggital	Suiza	99	1922-1924	Hormigón.
Gelmersee	Idem	30	1927-1929	Idem.
Schulsee	Alemania	43	1930	Idem.
Creva de Luino	Idem	30	1930	Idem.
Stueta	Idem	31	1930	Idem.
Montecastello	Idem	50	1930	Idem.
S. Salvatore	Idem	77	1930	Idem.
Oschiri	Idem	58	1921-1926	Idem.
Burguillo	España	90	1930	Idem.
Charco del Cura	Idem	34	1929	Idem.
Peryar	India	53	1888-1897	Idem.
Cataract	Australia	58	1902-1908	Mampostería.

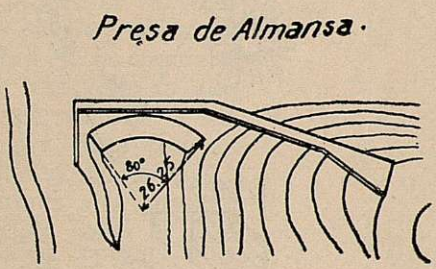
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXXV

PRESAS-BOVEDA

Reseña histórica.—La forma planimétrica en arco de las presas era adoptada ya en la época remotísima del origen de este género de construcciones. Esta forma tienen las presas que sirven para el abastecimiento de aguas de Aden, anteriores a la era cristiana, y a dicha disposición, muy pronunciada por cierto, y a estar abrigadas por terraplén contra las variaciones de temperatura se atribuye el que hayan alcanzado nuestro tiempo, mientras que otras



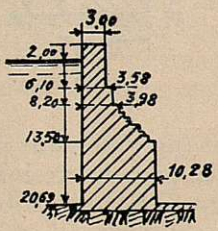


Fig. 609

muy posteriores no han podido sufrir los rigores de la edad y se han derruído o ha sido preciso derribarlas.

En el siglo XVI se construyen en España las presas de Almansa, Tibi, Elche, Relleu..., que pueden considerarse también como presas-bóveda.

La figura 609 representa la presa de Almansa, construída

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en 1586, con un perfil que no corresponde a una presa de gravedad, y continúa en pie, sin duda alguna, gracias a su forma curva.

La figura 610 representa la presa de Elche, que también debe a su forma curva su conservación.

En 1843 se construye en Francia la presa de Zola, en la Pro-

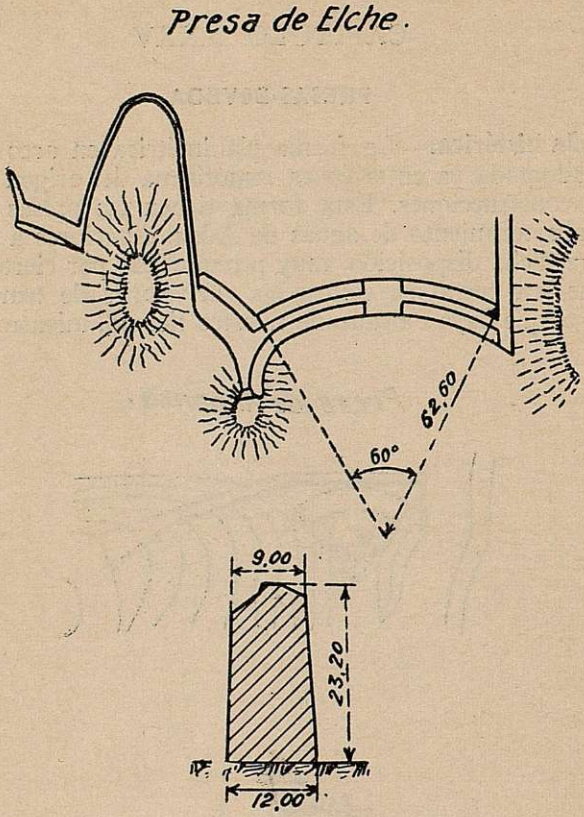


Fig. 610

venza, debida a Tholonet (fig. 611), que probablemente no fué calculada como presa-bóveda, pero que resiste como tal, pues a embalse lleno se sale la resultante 3,50 m de la base, como indica la curva de presiones dibujada en la figura.

Es, pues, remotísima la idea de resistir el empuje del agua por la estabilidad de forma de las bóvedas, acompañando a la de peso de los muros.

Ventajas.—Abogan en favor de las presas-bóveda el reducir grandemente el volumen de obra, proporcionando una gran economía, y el no haberse registrado hasta la fecha ningún fracaso, a pesar de las atrevidísimas construcciones que de este tipo se han ejecutado.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El ingeniero Lars R. Jorgensen, en un artículo publicado en el *Journal of Electricity* de abril de 1920, cataloga cien roturas de presas ocurridas desde 1799 a 1920, y, de éstas, 65 son de presas de tierra, 23 de gravedad, 4 de hormigón armado y 8 de otros tipos. Entre las de gravedad sólo figuran dos de planta curvilínea. Es interesante señalar que en dos casos de fracasos en los estribos de gravedad de dos presas-bóveda (casos que aparecen en el capítulo de "Rotura de presas"), las bóvedas resistieron la avalancha de agua sin destruirse.

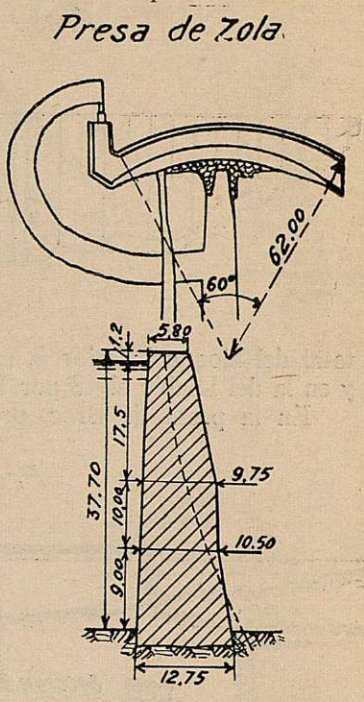


Fig. 611

Condiciones de aplicación.—Aun con todas estas ventajas, las condiciones de aplicación de una presa-bóveda son bastante determinadas: valle estrecho y profundo y laderas resistentes.

El límite de empleo de la presa-bóveda parecía haberse alcanzado cuando la longitud de la cuerda en la coronación es tres veces la altura; mas lo han sobrepasado ya bastantes presas, entre ellas, recientemente, la de Gibson, en la que la relación de la cuerda a la altura es de 3,6, y el ahorro sobre el perfil de gravedad fué de 31 000 m³ de hormigón (fig. 612), y algunas otras, como puede verse en la referencia del final del capítulo.

Cabe modificar el perfil de las cerradas, creando estribos artificiales de gravedad que limiten la presa-bóveda o que regularicen algún cambio brusco de talud de las laderas (fig. 613), y, como ampliación de esta idea, surge en los valles anchos el tipo de presa de bóvedas múltiples.

Pueden citarse muchos ejemplos de presas-bóveda con estribos de gravedad, y, entre ellos, las presas de Hobart, en Australia (fig. 614); la de East Canion (E. U.) (fig. 615); la de Crowley (E. U.) (fig. 616), y la de Alloz, en España (fig. 634).

Separación de la acción de ménsula y arco.—Es difícil en estas estructuras establecer la distribución de los esfuerzos en la parte inferior de la presa, pues a la acción del arco de espesor considerable se une la de la ménsula. En la figura 617 se representan los perfiles de las presas Big, Santa Anita, de 76 m de altura, terminada en 1925; Pacoima, de 120 m de altura, terminada en 1927, y la del Diablo, acabada en 1930, de 129 m de altura. Estos perfiles ponen en evidencia la importancia cada vez mayor que se le ha ido

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

dando a la acción de la ménsula en la parte inferior de la estructura, aumentando cada vez más el espesor del pie de la presa en la parte de agua abajo; mientras en las presas Big, Santa Anita el espesor del pie del macizo *a* representa el 18 por 100 de la anchura

Presa Gibson.

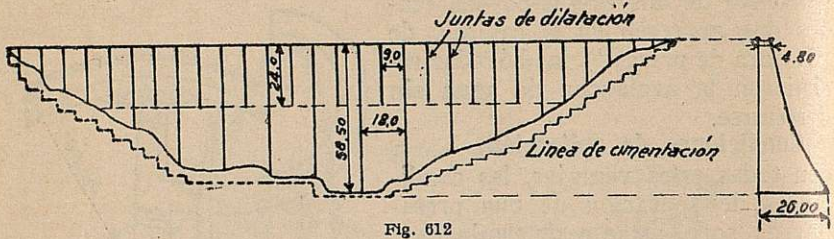


Fig. 612

total del bloque inferior *b*, en Pacoima representa el 30 por 100 y en la del Diablo el 48 por 100.

En la presa de Broc, proyectada por el ingeniero Grüner y

Presa de Calles.

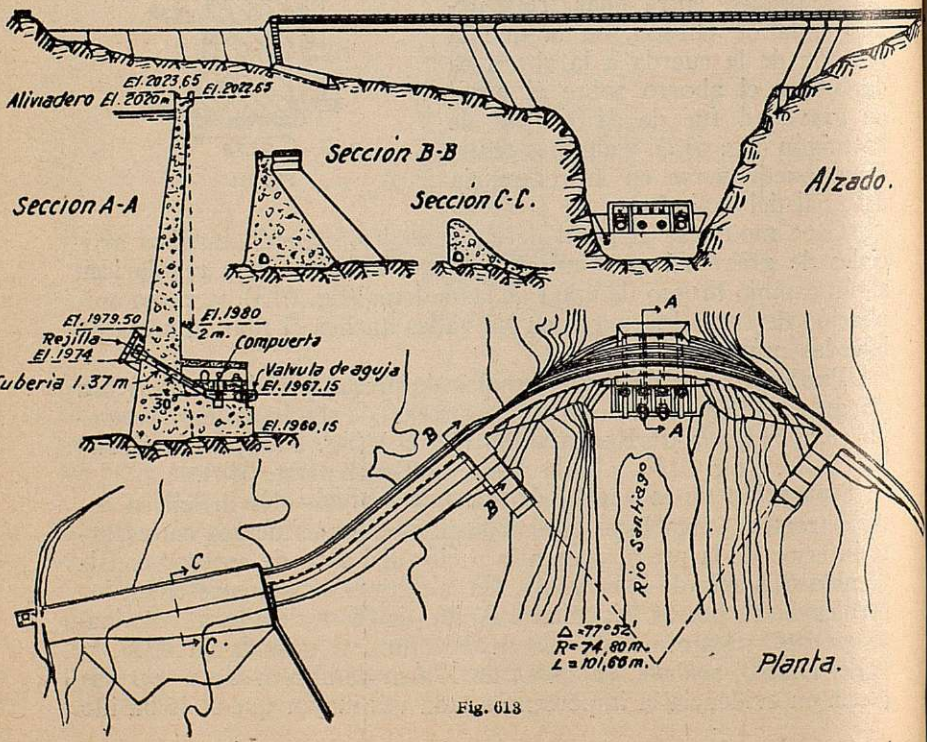


Fig. 613

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

construída en Suiza en 1918, de 53 m de altura y 22,5 de base, representada en la figura 618, el espesor del pie del macizo alcanza el 50 por 100 de la anchura total del bloque inferior (figs. 617-IV).

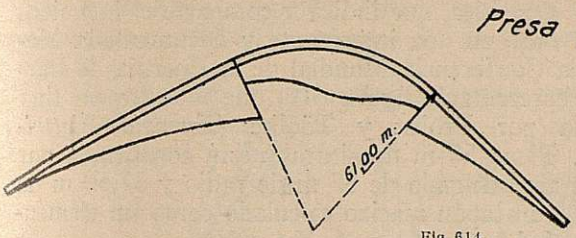
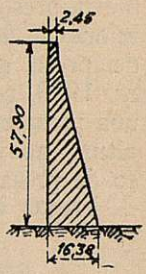
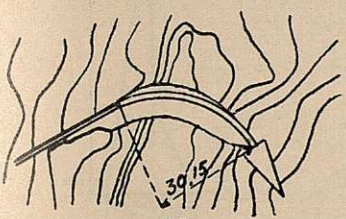
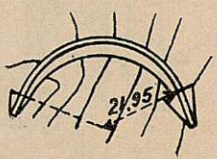


Fig. 614







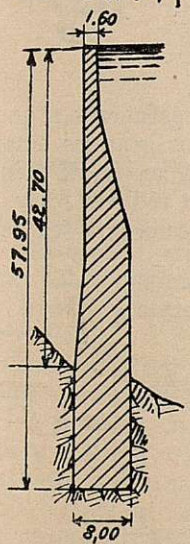


Fig. 615

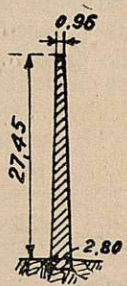


Fig. 616

Es interesante notar que el perfil es muy semejante al que posteriormente han llegado los ingenieros americanos.

Del examen de estas figuras se desprende la manera de sosla-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

yar la dificultad de la determinación de los esfuerzos internos en la parte inferior de la estructura, haciendo, en definitiva, una neta separación entre la función clara de la bóveda en la parte superior de la presa y el tapón del macizo inferior.

La realización de esta idea, que indica y comparte el ingeniero de Caminos Sr. Mayoral, en una interesante y documentada Memoria presentada a la Conferencia Mundial de la Energía de Barcelona de 1929, la representa la figura 619, que muestra un tipo de presa proyectada por Probst y Töolke (*Energia Elettrica*, 1930, pág. 598). Tiene 55 m de altura y está constituída por una presa-bóveda en arco delgado de 57 m de radio y 37,50 m de altura, apoyada sobre un tapón macizo calculado como un elemento de presa de gravedad.

Presas compensadas.—Tendiendo hacia el arco delgado, por

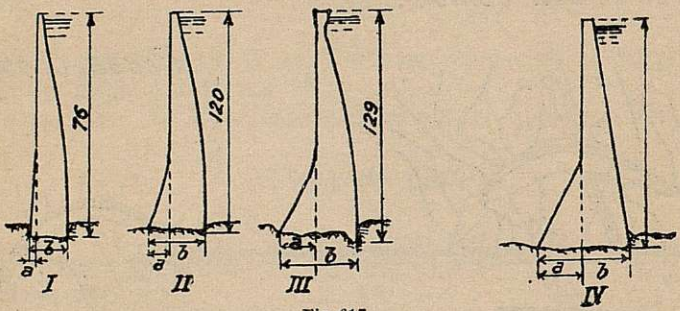


Fig. 617

la indeterminación en la distribución de los esfuerzos a que da lugar el arco grueso necesario para resistir los grandes empujes de las zonas bajas de la presa, uniendo a ella la acción de ménsula en estas zonas preponderante, se ha intentado reducir los esfuerzos proyectando presas sucesivas, de modo que cada una sea de menos

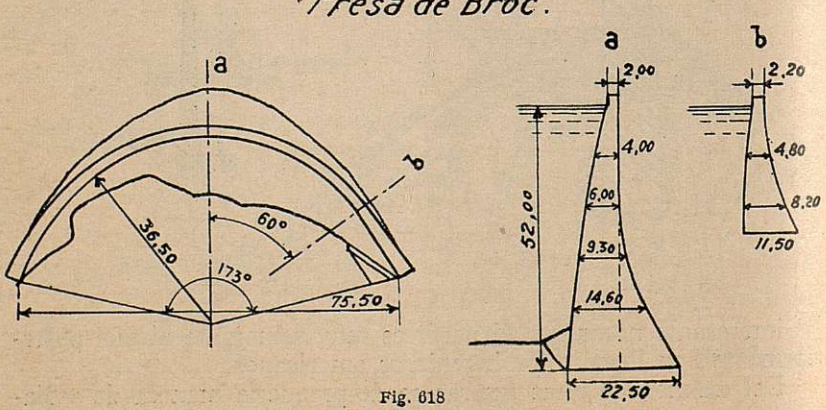


Fig. 618

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

altura que la precedente. El embalse entre cada dos debe de estar continuamente lleno. De esta manera la presión hidrostática en la parte inferior de cada bóveda se reduce a la que representa la diferencia de nivel entre el embalse máximo y la cota de coronación de la presa siguiente. Esta disposición sirve, además, para proporcionar colchón de aguas a la lámina vertiente en presas-vertedero.

Naturalmente, en estas condiciones se puede reducir a un mí-

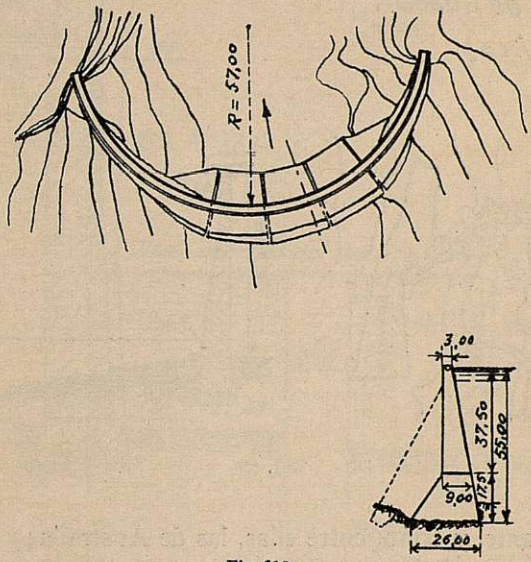


Fig. 619

nimo el espesor del macizo con casi principalmente cargas de compresión en el mismo. Tiene el inconveniente de necesitar un cañón de alguna longitud.

La figura 620 representa la presa de Huacal, en Méjico, con 30 m sobre cimientos, teniendo cubiertos por agua 6 m agua abajo y siendo la altura de la presa de agua abajo de 6,7 m. Es presa vertedero.

La figura 621 representa la presa de Sautet, en Francia, proyectada por Mesnager, de 125 m de altura, 2 m de espesor en la coronación y 16,45 en la base. La presa de agua abajo, de 40 m de altura y 4,10 de espesor en la base, mantiene el nivel de agua a 93 m bajo la coronación ó 32 sobre el fondo de la principal. Se calculó como de 125 m de altura, y la existencia de la presa inferior reduce los esfuerzos, un poco indeterminados, de la zona baja. En Italia existe la presa de Zolezzi (fig. 621 *a*), de 20,5 m de altura y con 0,33 m de espesor en la coronación y 0,80 en la base, cubiertos los 4,50 m inferiores con agua debido a la existencia en agua abajo de un azud vertedero de perfil de gravedad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 621 *b* representa la presa de Railroad Canyon, también presa compensada, construída en California (E. U.).

Tipos de presas.

Presas de radio constante.—Dos son los tipos esenciales de presas-bóveda: de radio constante y de ángulo constante.

Las primeras presas-bóvedas se construyeron según el tipo de

Presa de Huacal.
(Méjico)

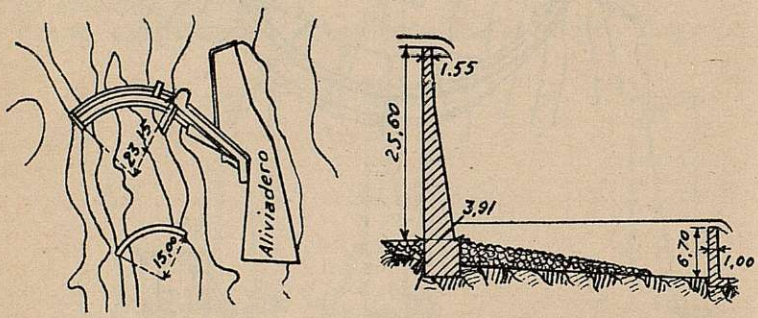


Fig. 620

radio constante, y están, entre ellas, las de Australia; y las de Shoshone (fig. 622), Pathfinder (fig. 623), entre otras, en los Estados Unidos, y las de Corfino (fig. 624) y Turrite (fig. 625), en Europa (Italia), esta última, presa aliviadero. En éstas, el ángulo en el centro decrece al aumentar la profundidad, y en la parte inferior pierde la presa sus caracteres de bóveda. Este tipo es adecuado para valles anchos, en los que la cuerda domine, y en valles en U. En la presa de Gibson (fig. 612) se comparó el tipo de presa de radio constante con el de ángulo constante, y resultó, en este caso, más económico y estable el primero, por la amplitud del valle. Las presas con radio constante suelen tener, generalmente, el paramento agua arriba vertical y el agua abajo en talud, o los dos ataludados; las de ángulo constante suelen tener el paramento agua arriba en talud y el agua abajo casi vertical o en desplome.

Presas de ángulo constante.—Jorgensen (*Transactions of the American Society of Civil Engineers,* 1915, pág. 685), partiendo del cálculo de las presas por la fórmula de los tubos, defiende el tipo de presa de ángulo constante por dar una mayor economía de material y por trabajar verdaderamente como bóveda en todas sus zonas.

Al conservarse constante el ángulo disminuye, con la profun-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

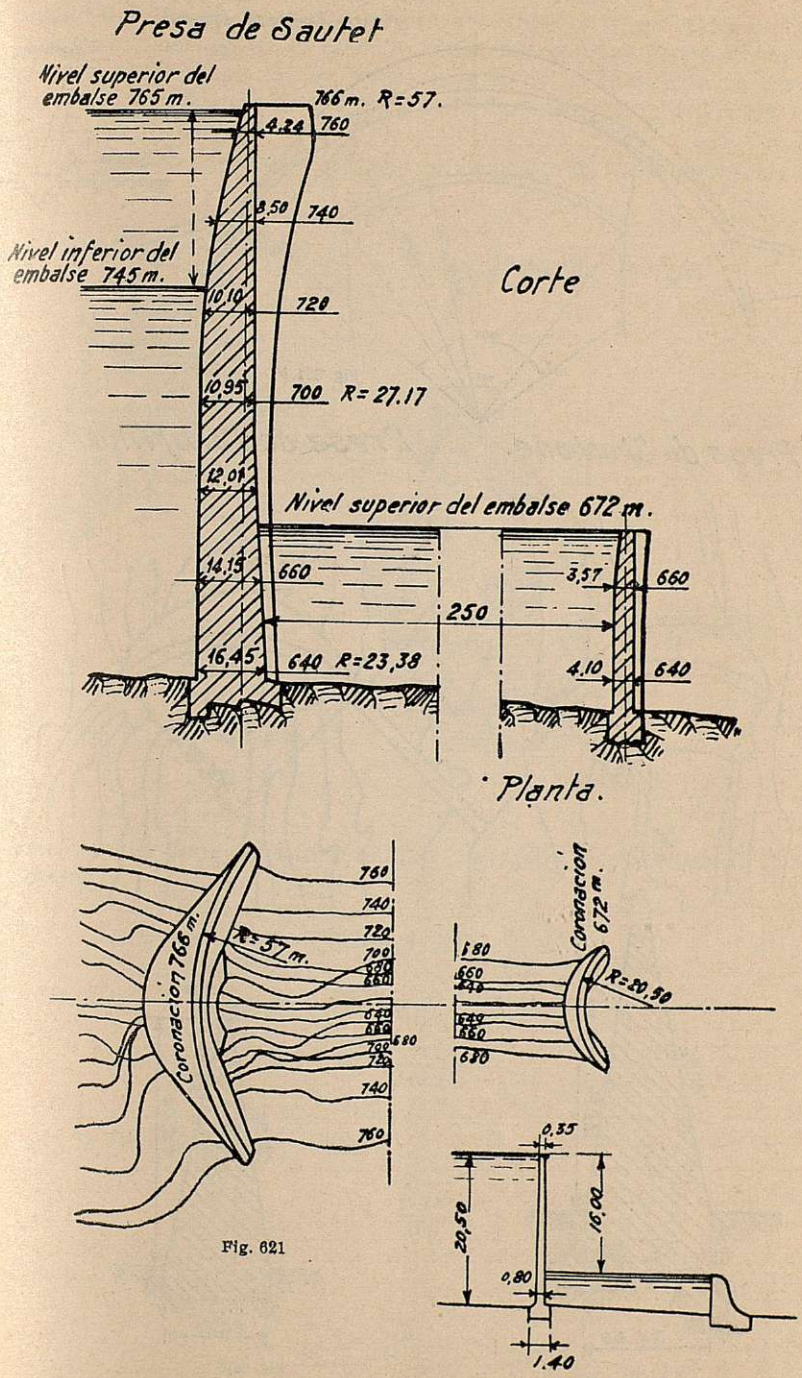


Fig. 621

Fig. 621 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa Railroad Canyon.

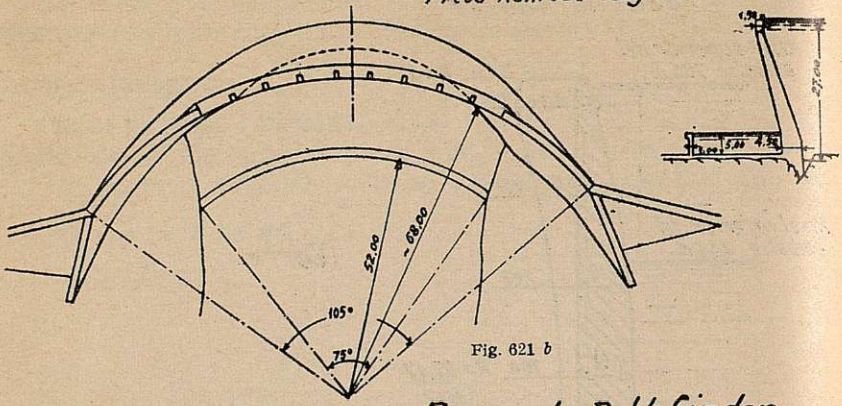
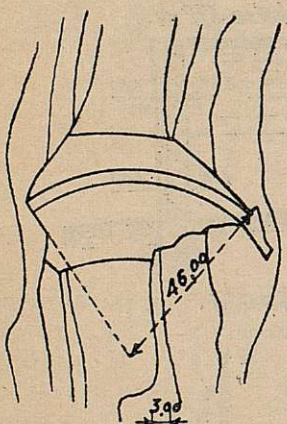
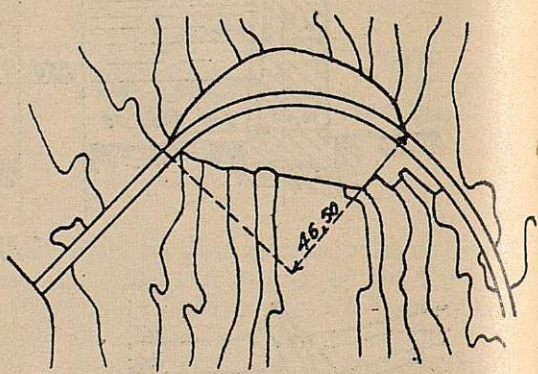


Fig. 621 *b*

Presa de Shoshone.



Presa de Pathfinder.



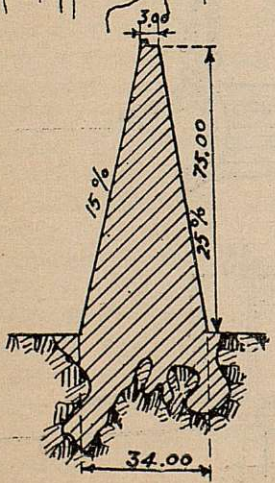


Fig. 622

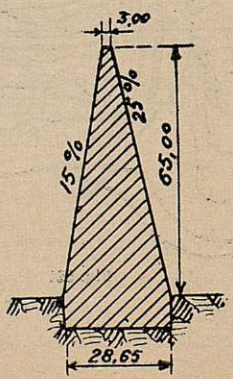


Fig. 623

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

didad, el radio, y las zonas inferiores trabajan como tales bóvedas. No ocurre así en el caso de conservar constante o casi constante el radio, pues en las zonas inferiores la curvatura es poco acentuada y resiste como viga y como ménsula empotrada en el fondo.

El ángulo más económico puede encontrarse fácilmente. Si su-

Presa de Corfino.

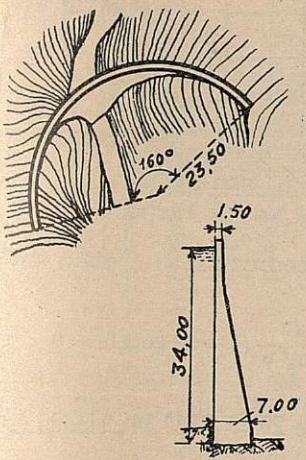


Fig. 624

Presa de Turrite.

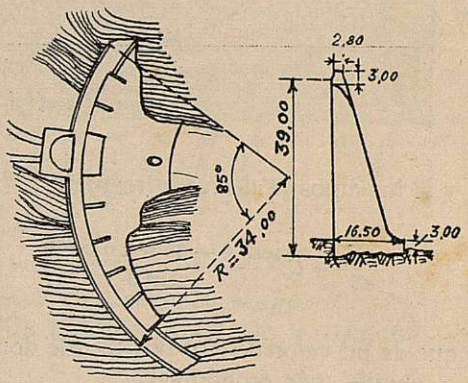


Fig. 625

ponemos una zona de altura unidad (fig. 626), el volumen de esta zona es

$$V = 2 \cdot \theta \cdot R \cdot e$$

como

$$R = \frac{w}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

y por la fórmula de los tubos

$$e = \frac{R \cdot h}{10k}$$

resulta

$$V = \frac{2 \cdot \theta \cdot w^2 \cdot h}{40 \cdot \operatorname{sen}^2 \theta \cdot k} = C \frac{\theta}{\operatorname{sen}^2 \theta}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

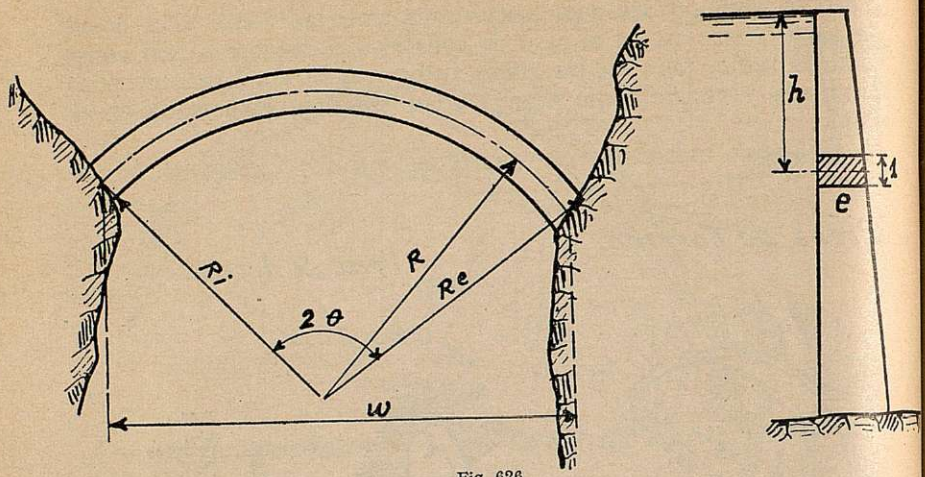


Fig. 626

y si hallamos la derivada respecto a θ tendremos:

$$\frac{dV}{d\theta} = C\,\frac{\operatorname{sen}^2\theta - 2\theta\operatorname{sen}\theta\cos\theta}{\operatorname{sen}^4\theta} = \frac{C}{\operatorname{sen}^2\theta}(1 - 2\theta\operatorname{cotg}\theta) = 0$$

que da un valor de $\theta = 66° 47'$; de donde $2\theta = 133° 34'$, siendo éste el ángulo más económico.

Si representamos la función

$$V = C\,\frac{\theta}{\operatorname{sen}^2\theta}$$

(figura 627), se ve que la variación de volumen es pequeña si el ángulo oscila entre 110° y 150°.

La figura 628 indica una presa del tipo de ángulo constante.

Podía ocurrir que al fijar espesores, siguiendo con un ángulo constante, variara R más rápidamente disminuyendo, que h aumentando, y como por la fórmula de los tubos

$$e = \frac{R \cdot h}{10 \cdot k}$$

conservando la carga de trabajo del material constante, e disminuiría, y en cuyo caso se tendría un talud en desplome; para evitar esto propone Jorgensen aumentar el radio del paramento agua abajo, como indica la figura 629.

Pero tampoco hay inconveniente alguno en que esté este para-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

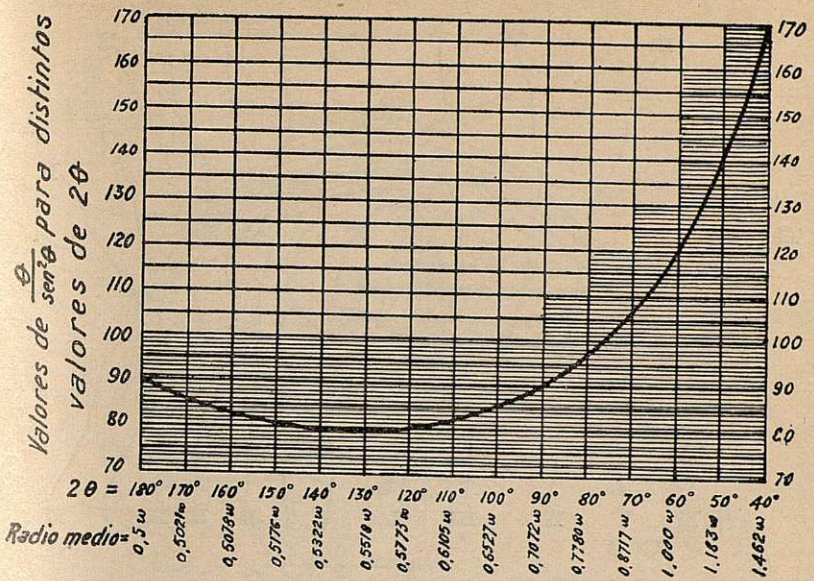


Fig. 627

mento en desplome, y las presas de Calles, en Méjico (fig. 613), y Chiusella, en Italia (fig. 630), lo tienen; con ello la economía es

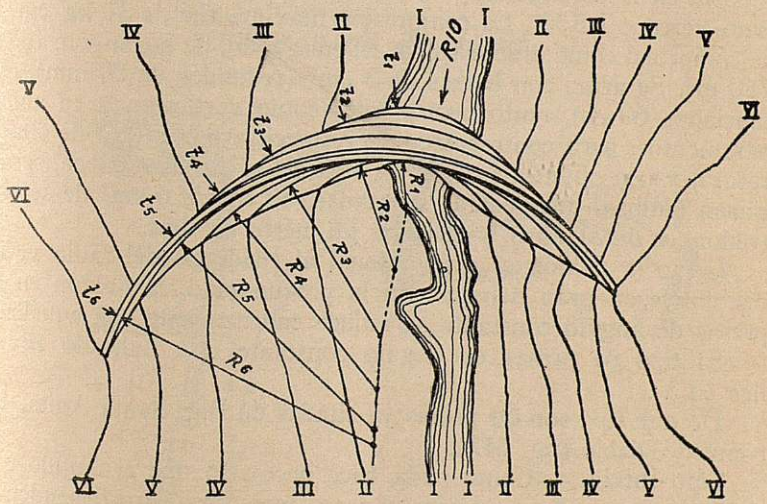


Fig. 628

mayor, y se ha llegado a verdaderos alardes de atrevimiento, como el realizado en la presa para el abastecimiento de aguas de Safford

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

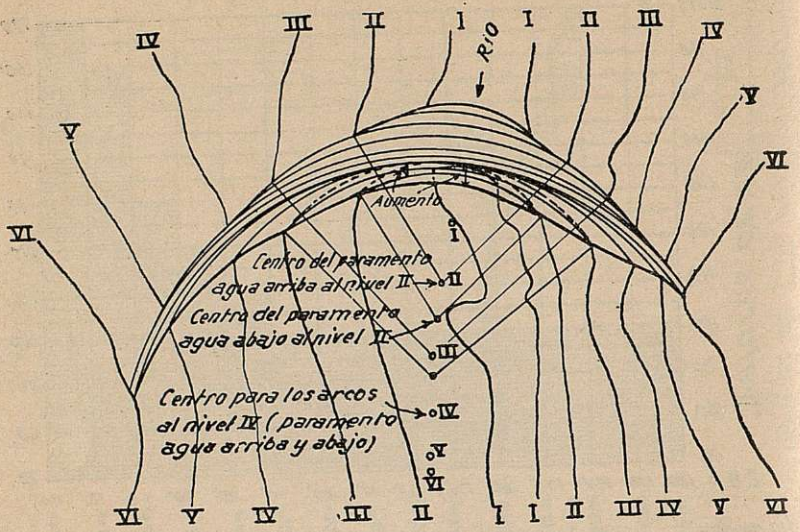


Fig. 629

(Arizona, E. U.), que cierra (fig. 631) una garganta de diorita de 39 m de anchura; la presa tiene 33,5 m de altura y radio variable, desde 4,20 m en la base a 24 m en la coronación, con espesores de 0,60 m en la coronación y 0,90 m en la base, y ángulo casi constante cercano a 130°. La compresión máxima fué de 31 kg/cm², y se comprobó como arco elástico. El cubo total, de hormigón, fué de 750 m³. Se armó con barras de 3 cm² (redondos de 20 mm), distanciados 60 cm, tanto horizontales como verticales, y en ambos paramentos, para contrarrestar la retracción y el efecto de temperatura, y con objeto de evitar la separación de los estribos, se anclaron también unas barras separadas, 60 cm de 6 cm² de sección (redondos de 31 mm), y ancladas un metro en ellos.

Como la flexión es proporcional al cuadrado del radio y éste disminuye en gran manera con la profundidad, la flexión en las presas de ángulo constante se reduce enormemente con aquélla.

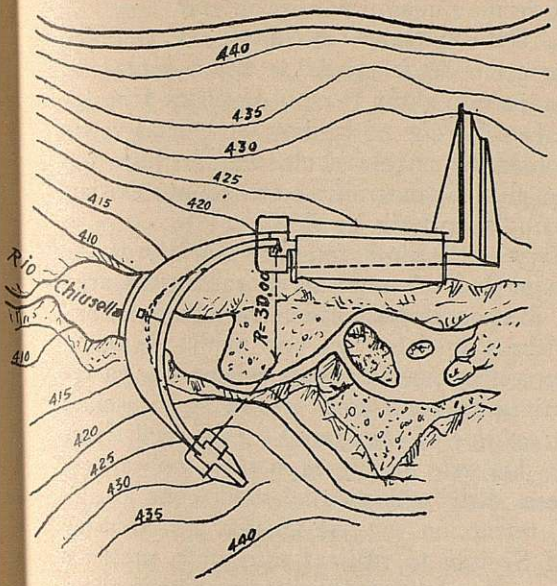
El tipo de presas de ángulo constante está indicado en valles en V.

De este tipo son las presas ya citadas de Big, Santa Anita, Pacoima y Diablo (fig. 617).

Tipo mixto. — Como nada hace necesario que el ángulo o el radio se conserven constantes, y tanto uno como otro dependen de la topografía del terreno y de su constitución geológica, en la práctica lo que se hace es aplicar ambos métodos a la vez, adaptando tanto el ángulo como el radio a las condiciones del terreno, obteniendo así un mínimo de volumen de la presa. Por consiguiente,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de Chiusella.



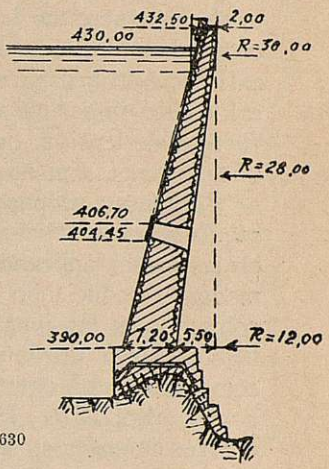


Fig. 630

Presa de Safford.

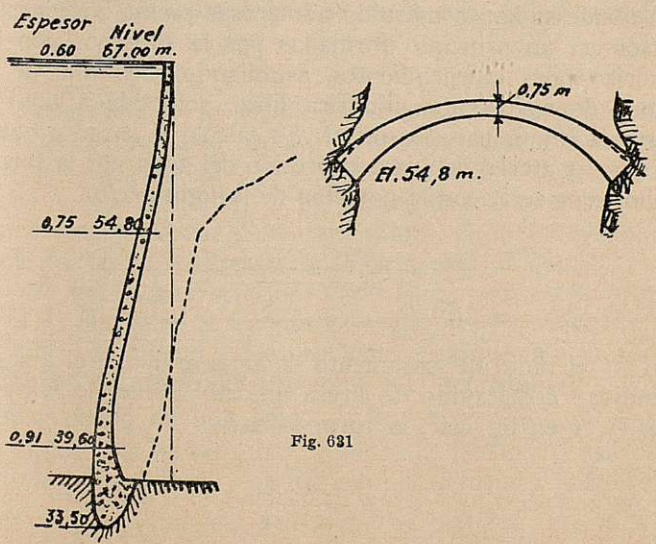


Fig. 631

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

no puede prescribirse una forma de presa-bóveda que se pueda aplicar a todos los casos. Por el contrario, la multiplicidad de las condiciones que determinan la forma de la presa deja al constructor la más amplia libertad de movimiento para proyectar.

Juntas de contracción. Deformaciones iniciales. — Con objeto de contrarrestar la retracción de fraguado se dejan juntas de contracción, que se rellenan pasado algún tiempo, en época fría. La existencia en tales juntas, y en las que no las hay, de grietas verticales hace imposible el considerar en el cálculo de las presas esfuerzos de tensión, que no pueden transmitirse tan pronto existan unas u otras, a menos de que se arme la sección.

Jorgensen propuso (*Transactions of American Society of Civil Engineers,* 1919-20, pág. 316) el mejorar el trabajo del arco en las presas aplicando la idea de Freyssinet: de rectificar la fibra media introduciendo esfuerzos iniciales, ya por medio de gatos colocados en las juntas de contracción, antes de rellenarlas, ya rellenándolas a presión distinta en cada zona, según su situación, como propone Vogt (*Proceedings of the Am. Soc. of Civil Engineers,* pág. 2516, 1928). De este modo es posible aplicar esfuerzos iniciales en la presa, distribuídos de tal modo, que los debidos a la carga de agua, retracción, etc., se igualen aproximadamente en toda la sección. Se intentó realizar esto en la presa de Calles por medio de gatos, mas algunas dificultades, ajenas al intento, impidieron el que se realizase.

Métodos de cálculo.

Fórmula de los tubos.—En los Estados Unidos y en Australia, en donde se han construído numerosas presas-bóvedas, se consideraron en un principio formadas por la superposición de anillos horizontales independientes, asimilando cada uno de ellos a un trozo de envolvente cilíndrica libre, sometida a una presión uniforme sobre la pared exterior. Se calcula la carga a que queda sometido el material debida a la presión del agua por la fórmula de los tubos, que será, con la notación de la figura 626,

$$K = \frac{h \cdot R_e}{e}$$

siendo R_e el radio del paramento de agua arriba, e el espesor a la profundidad h del anillo de altura unidad. Poniendo R_e, e y h en metros, y K en kg/cm^2, la fórmula es:

$$K = \frac{h \cdot R_e}{10 \cdot e}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

empleada ya en la determinación del ángulo mínimo en las presas de ángulo constante.

No es aceptable esta fórmula, como definitiva, para el proyecto de presas-bóveda, pues prescinde del efecto de temperatura, retracción, efecto de las ménsulas, etc. Los proyectos, según ella, no son económicos, dando fuertes espesores y esfuerzos superiores a los que realmente ocurren. La economía en el proyecto según otros métodos, con respecto a los perfiles hallados por dicha fórmula, se ha encontrado ser, en algunas presas, del orden del 25 por 100, y quedando los esfuerzos del orden de la mitad (*Proceedings of the A. S. of C. E.*, 1928, pág. 74). Se ha empleado con cargas muy débiles, y debido a esto, sin duda alguna, no se ha registrado ningún fracaso. La idea de rectificar el arco por medio de las tensiones iniciales parece devolverle validez a esta fórmula.

Cálculo como arco elástico. — Intentando mejorar el estudio de las presas-bóveda se comprobaron, por la teoría del arco elástico, las tanteadas por la fórmula de los tubos; teniendo en cuenta el efecto de temperatura, y en algunas, como la de Gideabacka, en Suecia (*Génie Civil*, 1919, pág. 249), el efecto del peso de la presa sobre los anillos inferiores.

Muy aplicadas han sido en este estudio las fórmulas deducidas por Cain, y publicadas en los *Transactions of the American Society of Civil Engineers* (1922, pág. 232), *The circular arch under Normal loads* y también las deducidas por Guidi en su obra *Statica della dighe per laghi artificiali* (1921).

Como era natural, las dos dan los mismos resultados, y se aplican solamente para arcos delgados, con la relación espesor del arco al radio $\frac{e}{R} < 0{,}3$.

Se han evitado en lo posible los arcos gruesos, por la indeterminación que presenta su trabajo en sitios en donde la acción de la ménsula es preponderante, y su cálculo por la inseguridad de las hipótesis. A pesar de ello, se ha desarrollado su teoría y se han dado métodos de cálculo. Son interesantes, en este aspecto, los estudios de Jakobsen ("Stresses in thick arches of dams", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 1926, pág. 206), los de MM. Haegelen et Caquot (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1926) y M. Chambaud ("Le problème elastique des voûtes epaisses", *Génie Civil*, 1926, 28 agosto, 4 y 11 septiembre.)

Tanteo rápido de una presa. — Para los primeros tanteos se emplea la fórmula de los tubos, y así se ha hecho en casi todas las presas americanas. Stucky da los valores siguientes para el espesor

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de la presa en la base d, para distintos valores de la relación cuerda a altura $\frac{l}{h}$

$\frac{l}{h}$	d
1	$0{,}21h$
1,25	$0{,}26h$
1,50	$0{,}31h$
1,75	$0{,}35h$
2	$0{,}39h$
2,50	$0{,}45h$
3	$0{,}50h$

y en la coronación $\frac{1}{2}\sqrt{h}$ si otras razones no aconsejan lo contrario.

Conviene moverse dentro de ángulos grandes (cercanos a 130°) con objeto de economizar material y tender hacia un régimen de compresión en la presa, y, respecto a esto, es interesante observar las figuras 624 y 625 de las presas de Corfino y Turrite. La altura es aproximadamente la misma, y en la de Turrite los espesores son casi dobles que en la de Corfino, y, no obstante, ésta resulta más ventajosa, no sólo desde el punto de vista constructivo, sino también bajo el de seguridad estática, ya que en ella los esfuerzos de flexión son notablemente inferiores.

Bauman *(Proceedings,* 1928, pág. 2 388) indica la manera de anteproyectar rápidamente una presa con resultado cercano al definitivo, calculándola como arco elástico, para un esfuerzo de 28 kg/cm² en la clave y de 26 kg/cm² en arranques. Tal vez en este anteproyecto se produzcan tensiones en las ménsulas; pero pueden contrarrestarse por medio de hierros, con un aumento de coste de menos del 1 por 100.

Cálculo considerando la acción de ménsula y arco.— Las direcciones horizontales y verticales de los esfuerzos exteriores que soporta una presa y las de su transmisión al contorno de apoyo han sugerido la comprobación de la estabilidad, dividiéndola en elementos horizontales, o anillos, y verticales, o ménsulas. Se supone que el peso afecte a las ménsulas; y la presión hidrostática se reparta entre anillos y ménsulas en proporciones tales, que se produzcan idénticas deformaciones, como exige la invariabilidad del enlace. Calculando las deformaciones en función de las cargas incógnitas en ambos sistemas es posible determinar, por la igualación de los dos valores o por tanteos, las cargas soportadas por cada elemento.

Este procedimiento, indicado ya en 1889 por H. Vischer y L. Wagoner (*Transactions Technical Society of the Pacific Coast,*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

diciembre, pág. 75; "On the Strains in Curved Masonery Dams"), y aplicado en 1904 en el análisis de la acción del arco en la presa del lago Cheesman *(Transactions of the A. S. of C. E.,* 1904, pá-

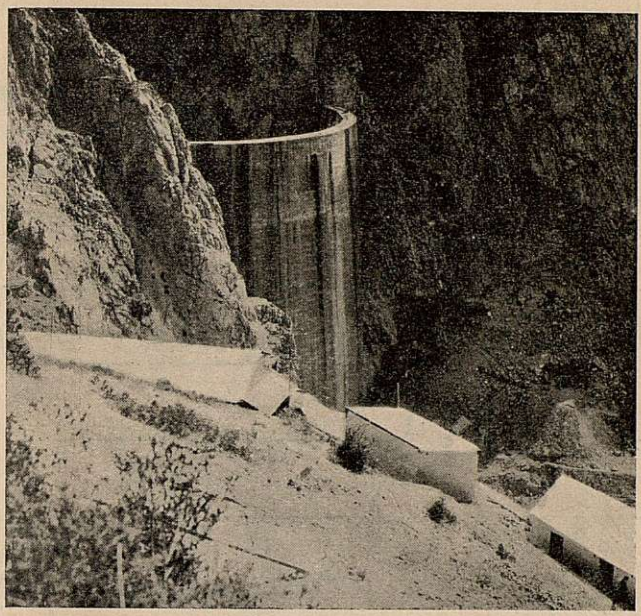


Fig. 632

ginas 89-209) por Harrison y Woodard, fué después estudiado en Europa, en 1914, por A. Ritter en su tesis doctoral de Karlsruhe (*Die Berechnung von bogenförmigen Staumauern*), más tarde por Resal *(Annales des Ponts et Chaussés,* 1919, pág. 165), y en América, por Smith *(Transactions of the A. S. of C. E.,* 1919-20, página 2 027) y Noetzli (*Transactions of the A. S. of C. E.,* 1921, página 1).

Igualan todos estos autores la deformación de la clave de los arcos con la de la ménsula central, sin tener en cuenta ninguna sección vertical distinta de la coincidente con la de la clave del arco, y además suponen la carga del arco como uniformemente repartida en el trasdós.

Deja mucho que desear este método, pues deducidas las cargas correspondientes, considerando sólo la ménsula central, si se repite el cálculo para las laterales, las reparticiones resultan diferentes, como se comprende fácilmente si nos fijamos en los valores que se obtendrían con un cálculo análogo aplicado a un cañón en U. En este caso, a consecuencia de la invariabilidad de dimensiones de las ménsulas laterales y de la carga total hidrostática, así como de la medición de las deformaciones en los extremos, las cargas corres-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

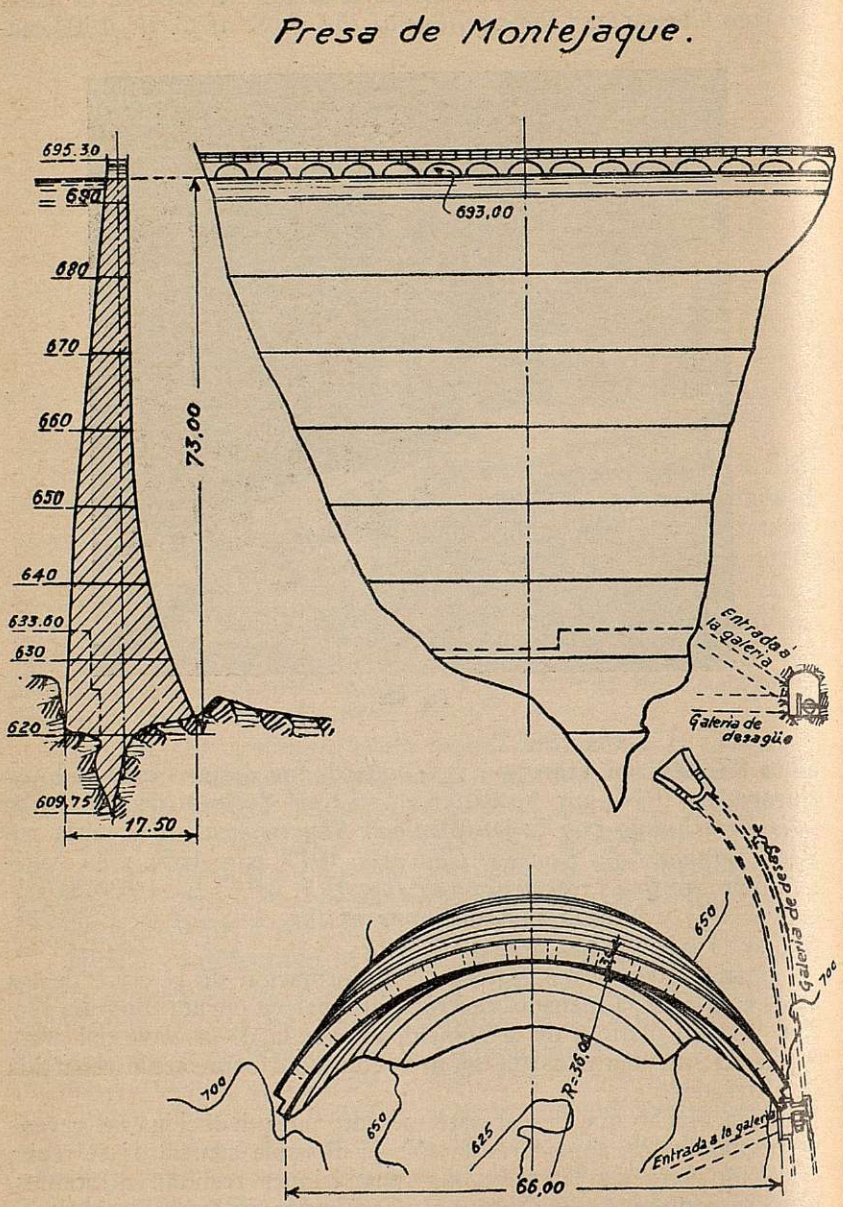


Fig. 633

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

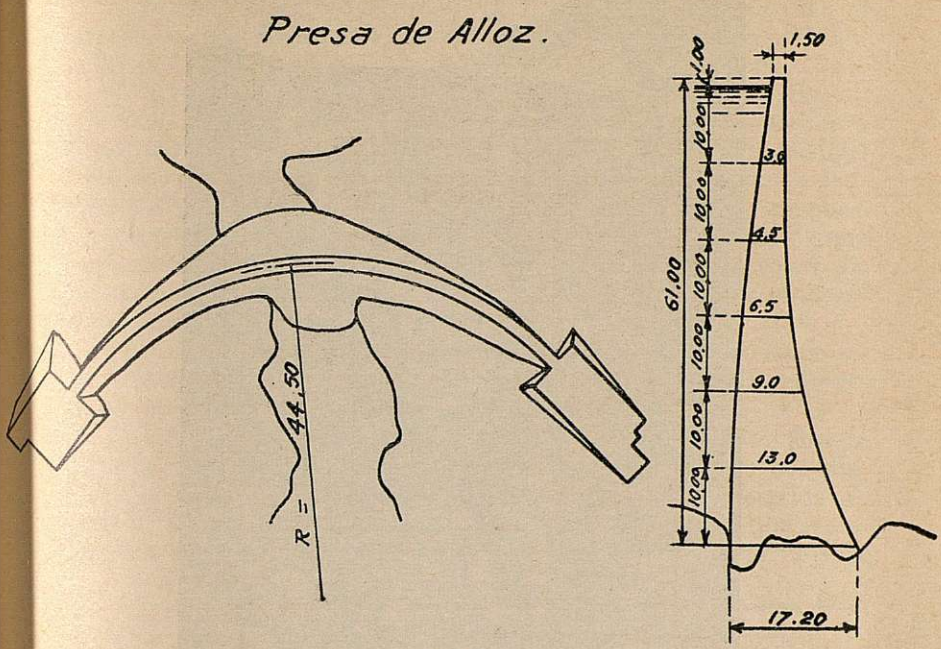


Fig. 634

pondientes a estas ménsulas serían inferiores a la de la central, y, en cambio, resultarían crecientes de la clave a los arranques para los anillos. Esta observación es de gran importancia, y ha obligado a considerar más elementos verticales en el cálculo.

Stucky, en 1922 *(Bulletin Technique de la Suisse Romande)*, siguiendo estas ideas, ha dado un método de cálculo, considerando la deformación de varios elementos verticales. Por este método se han proyectado por Mr. Grüner las presas de Broc (fig. 618), la de Montejaque (España) (figuras 632 y 633), y por E. Becerril, la de Alloz (figuras 634 y 635), también en España.

Posteriormente, Howell (*Proceedings of the A. S. of C. E.*, 1928, pág. 61) ha expuesto este mismo método, considerando varios elementos verticales, y hallando la igualación de las flechas por tanteo. Este método, llamado por los norteamericanos "Trial load", de tanteo o cargas de prueba, es el empleado por el *Bureau of Réclamation Service*, y con él se proyectaron las presas de Horse Mesa, Calles (fig. 613), Gibson (fig. 612), y la acción del arco en la de Owyhee, y es interesante señalar de las conclusiones del trabajo de Howell las siguientes: si actúan las ménsulas, los anillos no pueden tener carga uniforme, y la solución completa del problema habrá de tener en cuenta siempre la forma de la garganta.

Ejemplo elocuente de la influencia de la forma de la garganta

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

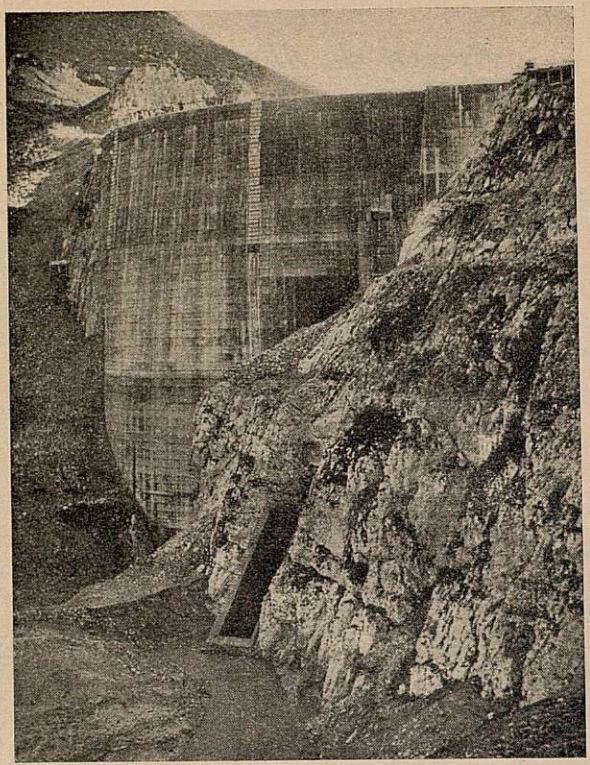


Fig. 635

en la repartición de las cargas entre ménsula y arco lo da la figura 636, que se refiere a una presa estudiada por el *Bureau of Reclamation Service*.

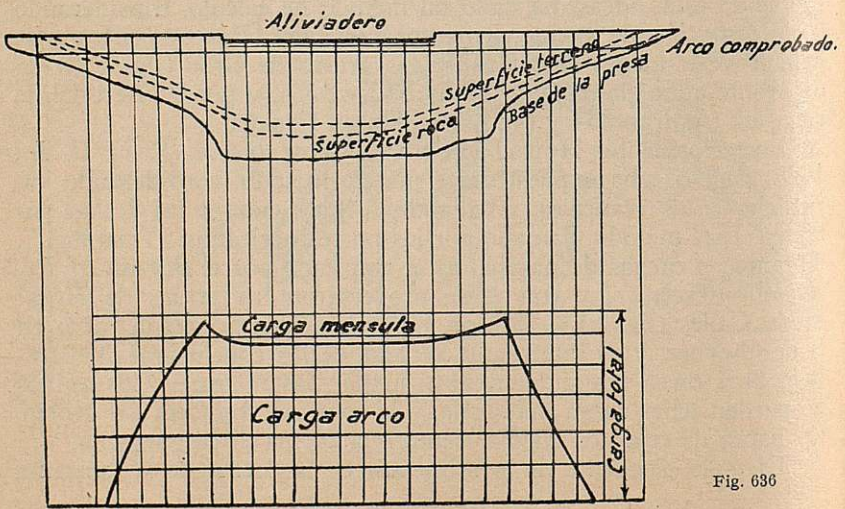


Fig. 636

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hipótesis respecto a la unión de los arcos y ménsulas con el terreno. — A menos que se armen las secciones, no es posible suponer la existencia de tensiones resistidas por el hormigón.

El arco se supondrá como empotrado, si se dispone como tal, y se arma la sección para resistir las tensiones que se produzcan, o si no, para considerarlo, habrá que dimensionarlo, de modo que trabaje en todas sus secciones en régimen de compresión, y tendiendo a que esto ocurra se aumenta el espesor hacia los arranques.

Noetzli lo supone rotulado, y esta hipótesis ha recibido alguna confirmación en las experiencias de la presa de Stevenson; pero parece poco verosímil, y es natural dejar subsistente la de considerar el arco empotrado.

Las ménsulas se supondrán empotradas si se disponen como tales, y se arman para resistir las tensiones que la flexión les produce. Si no, no se consideran las zonas de trabajo a tensión.

Cuando la resultante de las cargas que actúan sobre la ménsula corta la sección fuera del tercio medio o núcleo central a una distancia c del borde próximo, se supondrá entonces una sección de espesor $3c$, medida desde el mismo borde, que trabajará enteramente a compresión; el eje pasará por el punto medio de esta

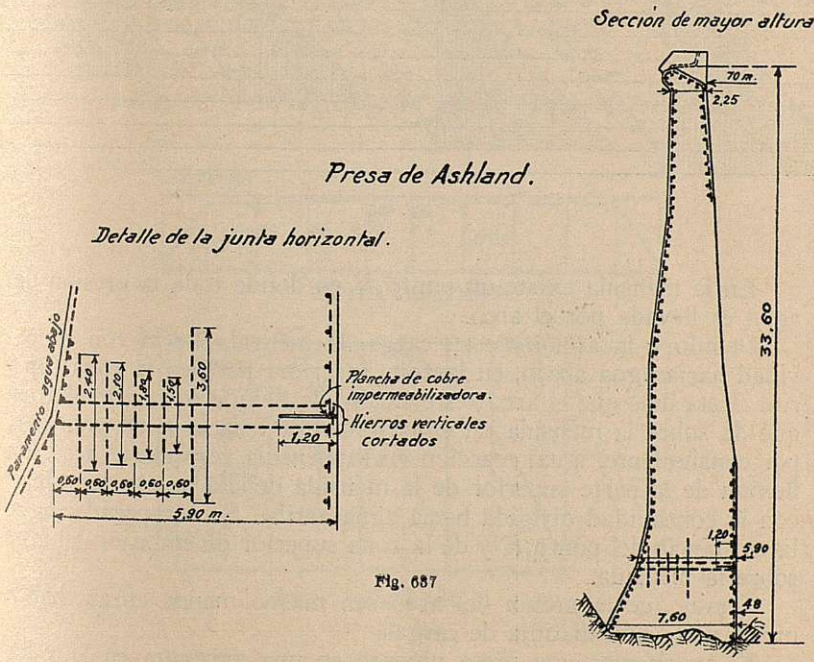


Fig. 687

sección reducida, y los momentos de inercia se tomarán respecto a este nuevo eje. En las secciones en que la resultante caiga dentro del núcleo central, los momentos se tomarán respecto al eje, que pasará por el centro de la sección.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Con objeto de localizar las grietas producidas por el desarrollo de tensiones en el paramento agua arriba de las ménsulas se ha dispuesto en la presa de Ashland, de 33,6 m de altura, a los 29 metros de la coronación, una junta de 60 m de longitud y 1,20 de profundidad, con chapa de impermeabilización a los 7,5 cm del paramento, cortando antes de llegar a ella los hierros verticales del refuerzo.

Con esto se llevó a la realidad el hecho de considerar sólo en el cálculo como zona resistente la de compresión.

En la figura 637 se representa una sección de la presa y un detalle de la junta.

Repartición de las cargas entre los arcos y las ménsulas. — La figura 638 representa la repartición de cargas entre los arcos y las ménsulas en la presa de Broc.

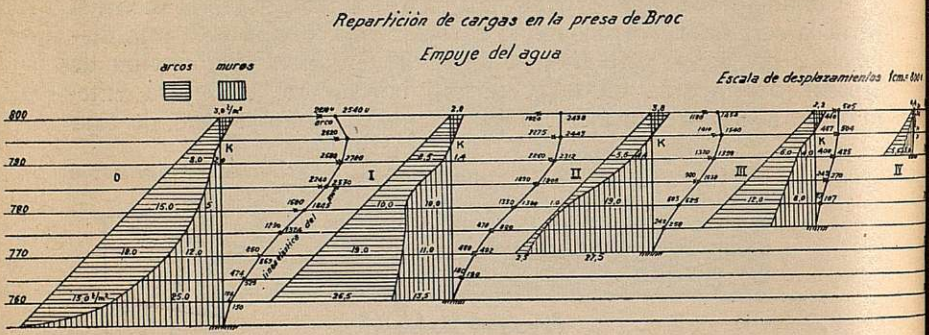


Fig. 638

En la ménsula existe un punto *K* en donde toda la presión del agua es llevada por el arco.

Debido a la acción de su carga, la ménsula flecta con concavidad hacia agua abajo, en la zona inferior; pero en la zona superior flecta más que el arco; este exceso de flexión lo resiste el arco, que da sobre la ménsula un empuje dirigido hacia agua arriba, y, por consiguiente, igual reacción en la ménsula respecto al arco. La flexión de la parte superior de la ménsula debida a este empuje es con la concavidad dirigida hacia agua arriba. Se comprende, pues, la existencia del punto *K* y de la zona superior de empujes del arco sobre la ménsula.

Según que la acción del arco sea más o menos eficaz, habrá una distribución distinta de cargas.

Si suponemos una presa ubicada en una garganta en U y los arcos de espesor uniforme, la flexión radial del arco decrecerá de la clave a los arranques. Como las flexiones del arco y la ménsula han de ser iguales, las de la ménsula decrecerán también hacia los arranques, y si tienen todas las misma rigidez y no están agrieta-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

das, o si lo están, todas en forma parecida, para que flecten con flexión decreciente de la clave a arranques, la carga en ellas disminuirá en igual forma, y la del arco aumentará hacia los arranques. Esta ley de repartición de cargas ha sido encontrada en sus estudios y experimentos por el profesor Guidi, de Turín, que supone una ley parabólica de distribución de cargas en los arcos desde un valor p en arranques a otro μp en la clave, siendo p la presión del agua y μ un coeficiente menor que la unidad.

Si por el aumento de espesor de los arcos de la clave a los arranques, o por ubicar la presa en una garganta en V, aumentamos la rigidez de las ménsulas hacia los arranques, entonces, aun disminuyendo la flexión radial de la clave a arranques, pueden necesitar las ménsulas laterales igual o mayor carga que la de la clave, para adaptarse a esta ley de flexión, y, por lo tanto, variar en ellas la carga de modo uniforme o creciente hacia los arranques. La de los arcos será entonces uniforme o decreciente de la clave a los arranques. Las pruebas de la presa Stevenson han comprobado lo observado ya en varias presas estudiadas por el *Bureau de Réclamation Service,* y es que en las ubicadas en gargantas en V la distribución de la carga en los arcos es bastante uniforme en el tercio superior, como indica la figura 639, que se refiere a dos arcos de la presa de Salmon, y, en cambio, pasado este tercio superior, la distribución

Repartición de cargas en la presa Salmon

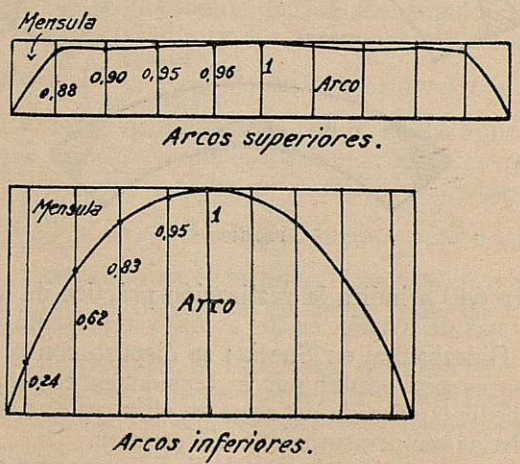


Fig. 639

es aproximadamente parabólica, aumentando el peralte con la profundidad.

Arco interior.—En los primeros estudios de presas-bóveda por el método "Trial Load" se admitía la posibilidad de existir

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tensiones, y se las contrarrestaba armando la sección. Más adelante se vió que era posible eliminarlas haciendo variar los espesores del arco o suponiendo la formación del arco interior de mínimo trabajo. Este arco interior se formará verdaderamente tan pronto se agrieten las zonas de tensión, y el primer modo de tenerlo en cuenta en los análisis realizados por el *Bureau de Réclamation Service* era suprimiendo de los arcos originales las zonas afectadas de tensión y dibujando arcos simétricos interiores en la zona no afectada. La figura 640 indica la zona eliminada en la comprobación de tres arcos de la presa Horse Mesa. Este procedimiento aproximado no da el mayor arco interior libre de tensión; posteriormente se ha estudiado éste.

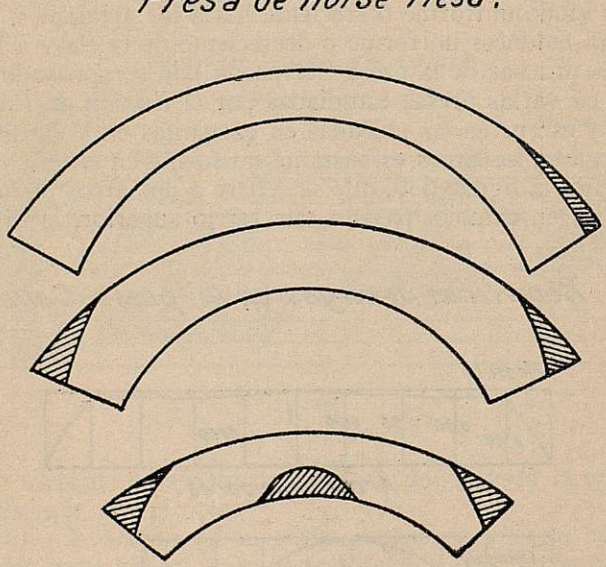


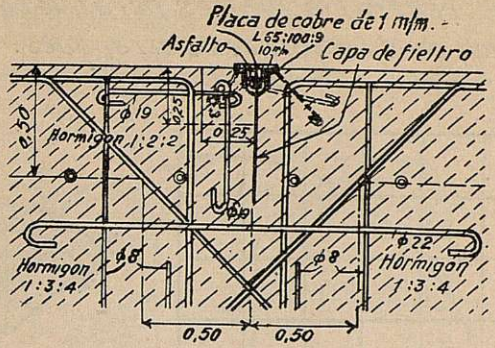
Fig. 640

La figura 640 *a* indica la realización práctica de la idea de eliminar las zonas de tensión en los arcos, y representa una junta de la presa de Gideabacka, en Suecia; se dispuso con objeto de localizar las fisuras provocadas por la tensión en el paramento agua arriba e impedir la entrada del agua en ellas, ya que era muy temible por las bajas temperaturas que allí ocurren.

Las cargas se consideraban aplicadas al arco exterior, pero llevadas por el interior.

La idea del arco interior fué expuesta por Resal en 1919 (*Annales des Ponts et Chaussées*, pág. 183); posteriormente por Mensch y Cain (*Transactions of the A. S. of C. E.*, 1922, páginas 308-310), y Jakobsen (*Transactions of the A. S. of C. E.*, 1927, pági-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Junta en la presa de Gideabacka.

Fig. 640 *a*

na 475). Resal ha estudiado el arco parabólico, y encuentra que se forma el arco interior cuando $\frac{f}{e} < 3{,}75$.

Mensch, del estudio de los arcos circulares, encuentra el límite de la relación de la flecha al espesor $\frac{f}{e} < 3$.

Esta misma relación, pero en forma más práctica, la indica la figura 641, debida a Jakobsen, que da los ángulos límites, para que el esfuerzo en el trasdós de los arranques sea cero, en función de la relación $\frac{e}{r}\left(\frac{\text{espesor}}{\text{radio medio}}\right)$. Si suponemos, por ejemplo, $\frac{e}{r} = 0{,}35$ y $2\theta = 100°$, definimos un punto, en la figura 641, bajo la curva, lo que nos indica que existirá tensión en el trasdós de los arranques, y, probablemente, en el intradós de la clave. Para los valores $\frac{e}{r} = 0{,}25$ y $2\theta_0 = 132°$, el esfuerzo es cero en el trasdós, en arranques, y máximo en el intradós. Los puntos por encima de la curva indicarán la existencia de compresión en ambos paramentos.

Con objeto de permitir la formación del arco interior se tiende a dar mayor espesor a los arranques que a la clave, y esto tiene además la ventaja de reducir los esfuerzos en los arranques, en donde son siempre grandes.

Indica Mensch, con razón: "es para mí un misterio el por qué las presas-bóveda no se proyectan de una vez en la forma de los futuros arcos interiores". Coinciden con este criterio Noetzli y Howell. El hacerlo así tiene la ventaja de aproximarse más con la realidad al cálculo, el suprimir partes inútiles y, por lo tanto, eco-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Angulos centrales limites para que no exista tension en el trasdós de los arranques.

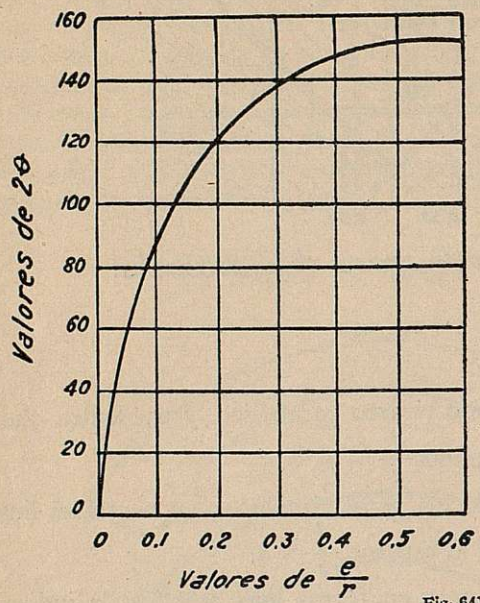


Fig. 641

nomizar material. Tiene en contra la creencia, errónea, de la posibilidad de resistir tensiones en presas no armadas, con juntas o

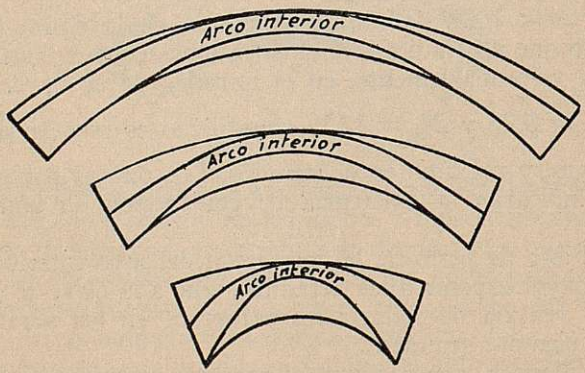


Fig. 642

agrietadas, y también el resultar paramentos en desplome, que aún asustan a muchos.

La figura 642 indica tres secciones horizontales de una presa

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

estudiada por el *Bureau of Réclamation Service,* con los tres arcos interiores en ellos supuestos.

Gráfico mostrando los arcos teóricos y la línea de presiones.

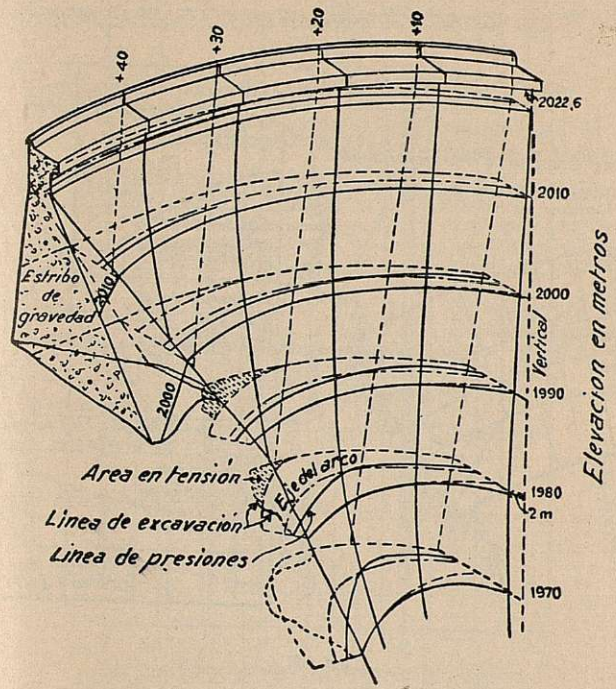


Fig. 642 *a*

La figura 642 *a* indica los arcos teóricos, los realizados, las áreas en tensión suprimidas y las líneas de presiones en varias secciones de la presa de Calles, representada en la figura 613.

Deformaciones de los estribos y cimentación.— A partir de los estudios de Frederik Vogt *(Ueber die Berechnung der Fundamentdeformation,* Det Norske Videnskaps Akademi Oslo, 1925), comprobados por las observaciones de la presa de Stevenson, se tiene en cuenta en el cálculo de muchas presas el efecto de la deformación de los estribos en los arcos o cimientos en las ménsulas.

En arcos grandes y delgados, como los cercanos a la coronación de la presa, el efecto de la deformación de los estribos es despreciable. Las flexiones aumentan ligeramente, pero los momentos, empujes, excentricidades y esfuerzos no se alteran de un modo apreciable. En arcos gruesos y cortos el efecto es importante. Aumenta los momentos positivos, disminuye los negativos, disminuye el empuje, aumenta los esfuerzos en la clave, los disminuye en los estribos, aumenta la excentricidad y prácticamente duplica

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

las flexiones. La figura 643 indica el resultado del análisis en uno de los arcos de la presa de Owyhee, de 121,5 m de altura.

En las ménsulas se aumenta la flexión, pero no se alteran casi

Efecto de la consideración de la deformación de los estribos en un arco de la presa de Owyhee.

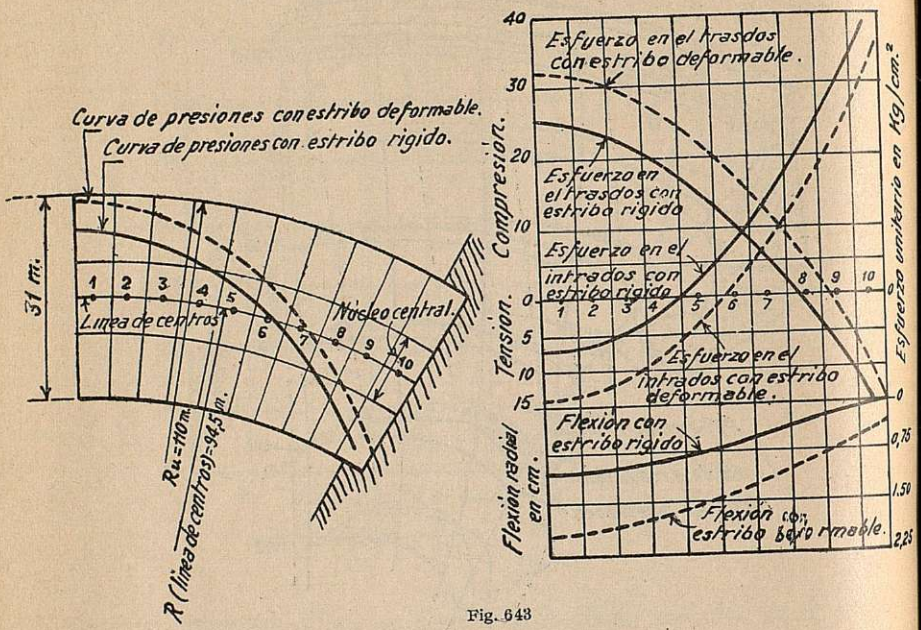


Fig. 643

los esfuerzos. La deformación de la cimentación introduce un esfuerzo cortante y un momento en la base, que dan como resultado un aumento de la flexión en la ménsula. La figura 644 indica estos efectos, estudiados para la ménsula central de la presa de Gibson.

Desde luego, los efectos indicados en las figuras 643 y 644 no representan el resultado final de considerar la deformación de los estribos y cimientos. El efecto final fué una nueva distribución de las cargas entre arcos y ménsulas y una alteración en la distribución de los esfuerzos.

La alteración fué poco importante en la presa de Gibson, variando la carga en las ménsulas de 43,6 kg/cm² a 42,5 kg/cm², y en los arcos aumentando la carga de 21,7 kg/cm² a 25,6 kg/cm².

Muchas incertidumbres envuelve el incluir en el cálculo la deformación de los cimientos y estribos, entre las que está la de la fijación del coeficiente de elasticidad E de la roca, y esto hace que no pueda considerarse este cálculo, como el mismo Vogt sienta, más que como una primera aproximación a lo que ocurre en la realidad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

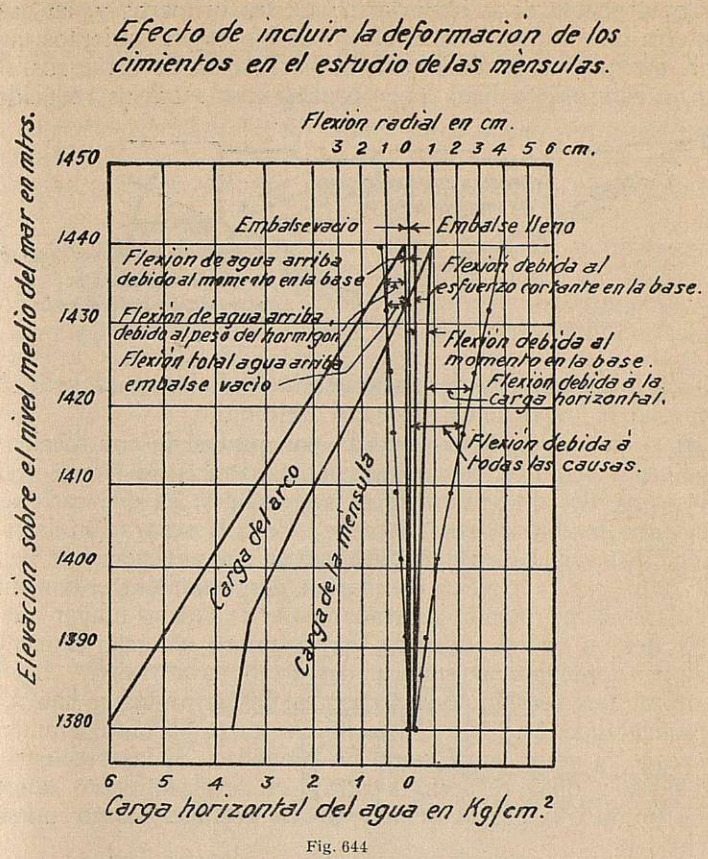


Fig. 644

Arcos inclinados. — Vogt (*Proceedings of the A. S. of C. E.*, 1928, pág. 2 515), del estudio de la rotura de los estribos de gravedad de las presas de Lanier y Moyie (que figuran en el capítulo de "Rotura de presas") y del hecho de quedar ambas bóvedas sin apoyo lateral, y sin poder trabajar, por lo tanto, ni como arco ni como ménsula, ya que su esbeltez hacía imposible el trabajo sin destrucción, le hizo pensar en la probabilidad de la existencia de algún factor de importancia que no era considerado por el cálculo, y de que tal factor variara la dirección de los empujes del arco, probablemente inclinándolos hacia abajo.

La figura 645 muestra la probable dirección de los empujes del arco en la presa destruída.

Estudió Vogt: la torsión de las ménsulas, debida a la expansión desigual del arco en los dos paramentos, y el efecto inverso de las ménsulas sobre el arco; la rigidez contra la torsión de los elementos horizontales y verticales y la rigidez contra los desplazamientos tangenciales.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Comprobó la poca importancia de los primeros y, en cambio, el interés de estudiar bien el efecto de los desplazamientos tangenciales, que podían producir una redistribución de esfuerzos.

Con este objeto hizo Vogt pruebas con modelos reducidos de

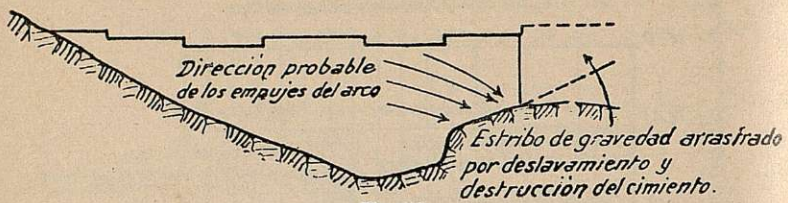


Fig. 645

caucho, midiendo los desplazamientos radiales y tangenciales, y comprobó la importancia de estos últimos.

Si la presa estuviera dividida por juntas de contracción muy próximas y si no hubiera rozamientos en ellas no habría resistencia contra tales desplazamientos tangenciales, ya que cada sección sería muy flexible en esta dirección. Pero la separación entre juntas de contracción es usualmente mayor que el espesor de la presa, y de aquí que la rigidez contra los desplazamientos tangenciales de cada sección, tomada separadamente, es mucho mayor que contra la flexión radial. Además, hay siempre un gran aumento de rozamiento (debido al empuje del arco) para resistir el deslizamiento de una sección respecto a otra. Si las juntas se han rellenado, puede suponerse que el rozamiento es lo bastante grande para hacer que la presa actúe como un monolito. Si las secciones pueden deslizar unas respecto a otras, el desplazamiento tangencial puede producirse por la flexión de las secciones, como muestra la

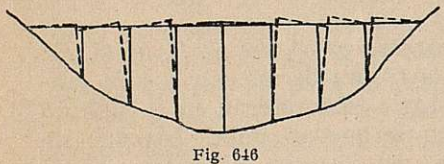


Fig. 646

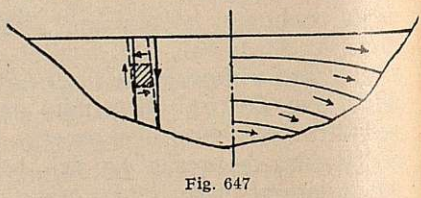


Fig. 647

figura 646; pero si las secciones no pueden deslizar, el desplazamiento tangencial puede producirse, sólo como deformación, por esfuerzo cortante, y cada cuadrado, limitado por planos radiales verticales y horizontales, debe deformarse como indica la figura 647. Este diagrama muestra también los esfuerzos cortantes que produce la deformación. Este esfuerzo, combinado con el empuje del arco, da una dirección de esfuerzo principal cercana a la indicada en la figura 647, lado derecho. El empuje del arco se inclina hacia abajo, y si el estribo tiene algún saliente, el empuje se concentra en este punto, como ha observado Vogt en las experiencias con los modelos reducidos.

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

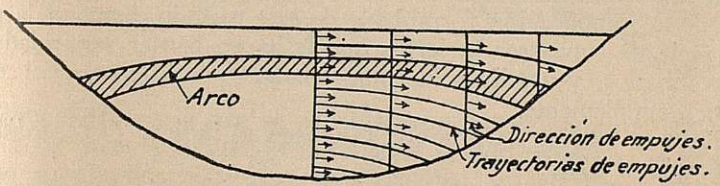
La consideración de la rigidez contra los esfuerzos tangenciales es de interés en presas con relación $\frac{l}{h}$ grande; es decir, en valles abiertos, y puede cambiar mucho la distribución de esfuerzos entre los arcos y ménsulas. En valles estrechos la influencia es mucho menor.

Como resultado de este estudio sienta Vogt (para valles anchos):

1.° La carga tomada por los arcos aumenta, y disminuye la de las ménsulas, lo cual reduce en ellas el esfuerzo de flexión.

2.° Parte del peso de la presa en el centro será llevado por las componentes verticales del empuje del arco y transmitido a los estribos. Esto reduce el esfuerzo de compresión y aumenta el de tensión en las ménsulas centrales, y al revés en las cercanas a los estribos.

3.° El arco inclinado a considerar es mucho más rígido en los estribos que el horizontal, ya que el espesor aumenta horizontal y verticalmente, lo cual puede dar una distribución diferente de esfuerzos en el mismo. Propone, pues, Vogt que se estudien los arcos como el rayado en la figura 648, de directriz en un plano inclinado, cuya manera de hallar da.



Presa desarrollada.

Fig. 648

Llega también Mensch a la consideración del arco inclinado (*Proceedings of the A. S. of C. E.*, pág. 1 891, 1928-2) buscando el de mínimo trabajo, e indica que podría despreciarse la acción de las ménsulas, considerando que este arco inclinado lleva su propio peso y la presión del agua, estudiando en él el efecto de acortamiento del arco y descenso de temperatura.

Crítica de los métodos de cálculo. — Del estudio de las presas por la fórmula de los tubos se pasa a la comprobación por la teoría del arco elástico y a la consideración de la acción del arco y de la ménsula.

Ninguno de los métodos satisface completamente, y sólo puede mirarse como primeras aproximaciones a la solución del problema, y esto explica la diversidad de orientaciones que en la visión del mismo toman los ingenieros que se consagran a su estudio.

Los partidarios de considerar la acción de ménsula y arco es-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tudian la presa por alguno de los procedimientos indicados, abrumadores todos en el desarrollo y realización y con tendencias a complicarse mucho más, al ir incluyendo factores hasta ahora no tenidos en cuenta, como la deformación de la cimentación, desplazamientos tangenciales, retracción de fraguado, etc.

Este método ha recibido una confirmación oficial de su bondad en la Memoria del Commitee of Engineering Foundation on Arch Dams Investigations, al comentar el resultado de sus investigaciones en diferentes presas, y sentar que *(Proceedings Am. Soc. C. E.*, mayo 1928, pt. 3, pág. 193):

"Generalmente, las direcciones de los esfuerzos principales fueron aproximadamente verticales y horizontales. Esto indica que la división de la presa en elementos imaginarios horizontales y verticales en su estudio no sólo es conveniente, sino que, además, los esfuerzos encontrados de este modo concuerdan bastante con los principales."

La acción de la ménsula va perdiendo importancia con la disminución del valor $\frac{l}{h}$ y claro es que en donde éste valor sea grande, como en la presa de Gibson, hay que estudiar la acción de los elementos horizontales y verticales. Mas en donde esta relación sea pequeña y predomine, por lo tanto, la acción del arco, es mejor huir de la complicación formidable de este método, aumentada por una serie de supuestos inciertos que le hacen perder seguridad en los resultados, y acudir a la comprobación por la teoría del arco elástico simplemente.

En este sentido se produce Jakobsen al indicar *(Proceedings*, 1928, pág. 1 312):

"El autor ha analizado un número considerable de presas por él proyectadas, haciendo supuestos para la retracción..., y ha sacado la conclusión de que el resultado fué grandemente influenciado por los más bien supuestos arbitrarios; así es que le parece mejor el estudiar la presa como un arco puro, permitiendo mayores esfuerzos para tener en cuenta la ayuda de las ménsulas."

En Europa el profesor Guidi desprecia la acción de la ménsula y considera sólo la del arco. Lo mismo hace Ippolito (*Nouvelle Contribution a l'étude des barrages en arc*, 1927), y este mismo criterio inspira las normas italianas vigentes.

Señala Noetzli (*Proceedings*, 1928, pág. 2326):

"Los esfuerzos en el futuro se dirigirán a alterar el tipo de estructura para eliminar, en parte al menos, algunas incertidumbres que son inherentes a las presas en arco gruesas. En otras palabras, una gran complejidad en el estudio de la acción de la estructura puede razonablemente sugerir el deseo de cambiar el proyecto en la dirección de una mayor sencillez."

Presas de anillos independientes.—La tendencia a considerar sólo la acción del arco en gargantas estrechas, y el deseo de llegar a una mayor sencillez en la visión, realización y cálculo de la es-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tructura, ha conducido al estudio de la presa como arco puro y a procurar que en la realidad se cumpla lo más posible esta hipótesis de cálculo.

Así se procedió en el proyecto de la presa de Amsteg, Suiza

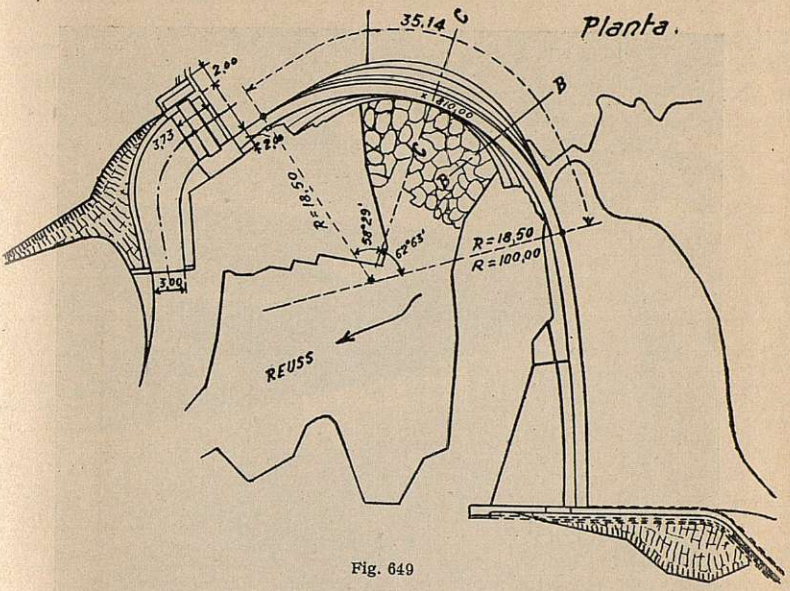


Fig. 649

(figura 649), en la que se consideraron los arcos puros separados unos de otros y actuando libremente en los estribos. Se llevaron sólo con timidez estas ideas a la realidad, y los arcos, de granito, se construyeron en siete hiladas de 5 a 6 m de altura, separadas

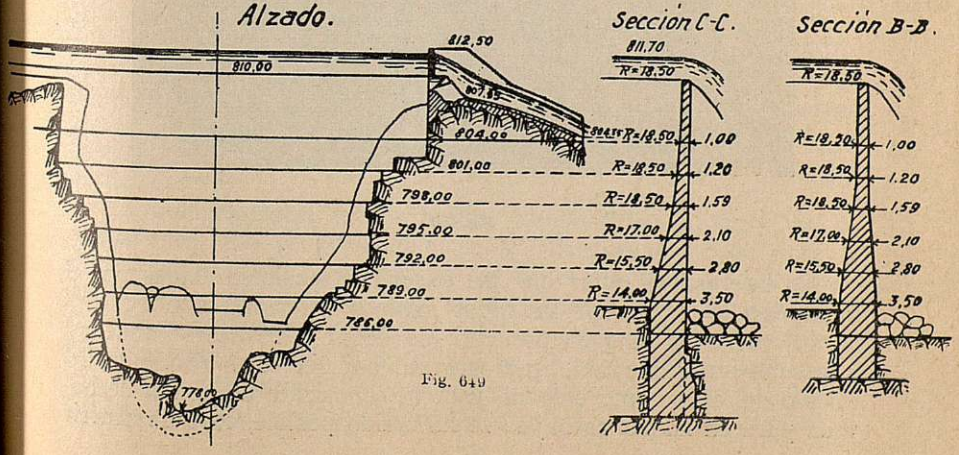


Fig. 649

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por juntas de mortero, como muestra la figura 650, y se empotraron en los estribos. Para tener en cuenta estas influencias no calculadas, se fijó el límite de los esfuerzos normales primarios solamente en 20 kg/cm^2.

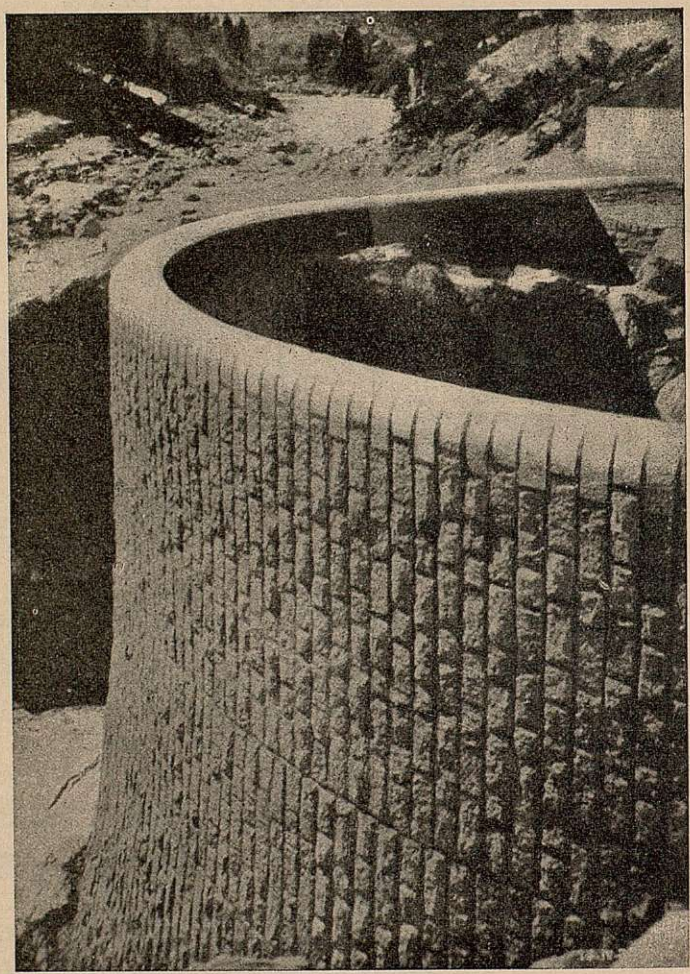


Fig. 650

Es interesante notar que las excesivas tensiones dadas por el cálculo en el trasdós de los arcos gruesos inferiores (16 kg/cm^2) hacían presumir el agrietamiento, de llegar a realizarse aquéllas, y aunque no es probable que ocurran, por ser éstas resultado del cálculo del arco como delgado y de la suposición de acción de bóveda pura en las zonas bajas, se ha creído posible, caso de ocurrir

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la formación del arco secundario, que trabajaría a presiones de 40 kg/cm².

Más francamente acomete el problema el profesor de la Escuela de Ingenieros de Caminos D. Alfonso Peña, con el deseo de darle una solución racional y económica.

Supone la presa formada por anillos superpuestos independientes separados por una capa de asfalto y con cubrejunta impermeabilizadora formada por una plancha de plomo delgada en forma curva para que pueda libremente deformarse.

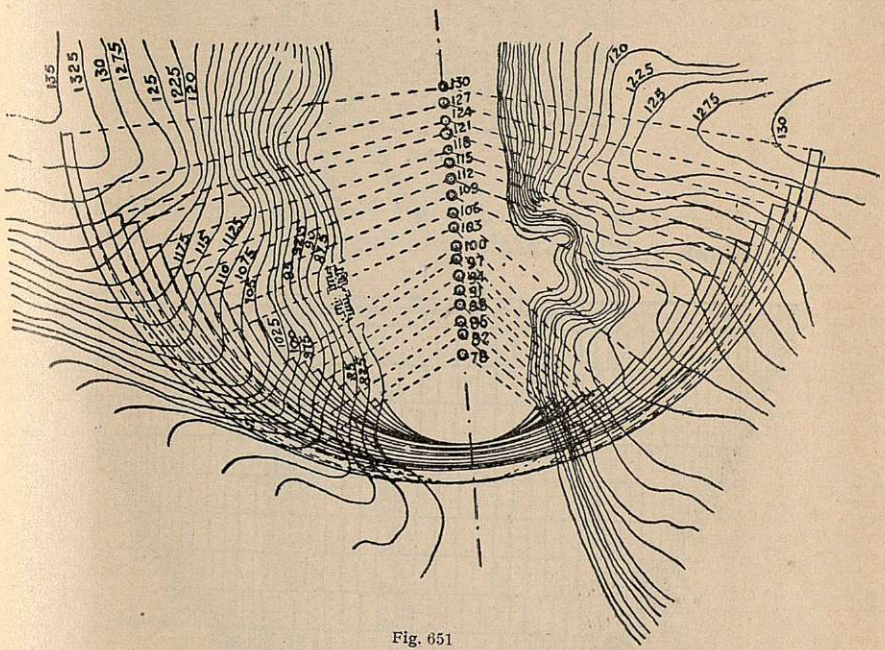


Fig. 651

Los arcos se pueden o empotrar o apoyar libremente en el terreno, y el apoyo se hace labrando en la ladera escalones que tengan su cara vertical de contacto, y sobre ella se apoyará cada rebanada por intermedio de una capa de asfalto con plancha impermeabilizadora.

La independencia de los anillos está asegurada, pues las deformaciones son proporcionales a las inversas del coeficiente de elasticidad del hormigón, que es del orden de 150 000 kg/cm², y de viscosidad del asfalto, que, experimentado de igual modo que el otro, es a 20° del orden de 600 kg/cm², para un espesor de 4 cm, que es el que se le da a la capa de asfalto entre anillos.

No es problema tampoco el encontrar un betún asfáltico que sea práctico relativamente y que resista la compresión de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

15 kg/cm², que es la que tendrán los anillos inferiores en presas de 70 m de altura.

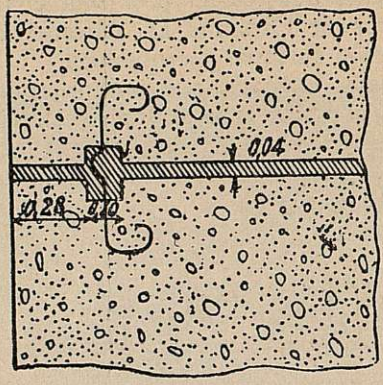


Fig. 652

La directriz de las bóvedas será circular, como antifunicular de las cargas, y debe adoptarse esta figura como la más favorable,

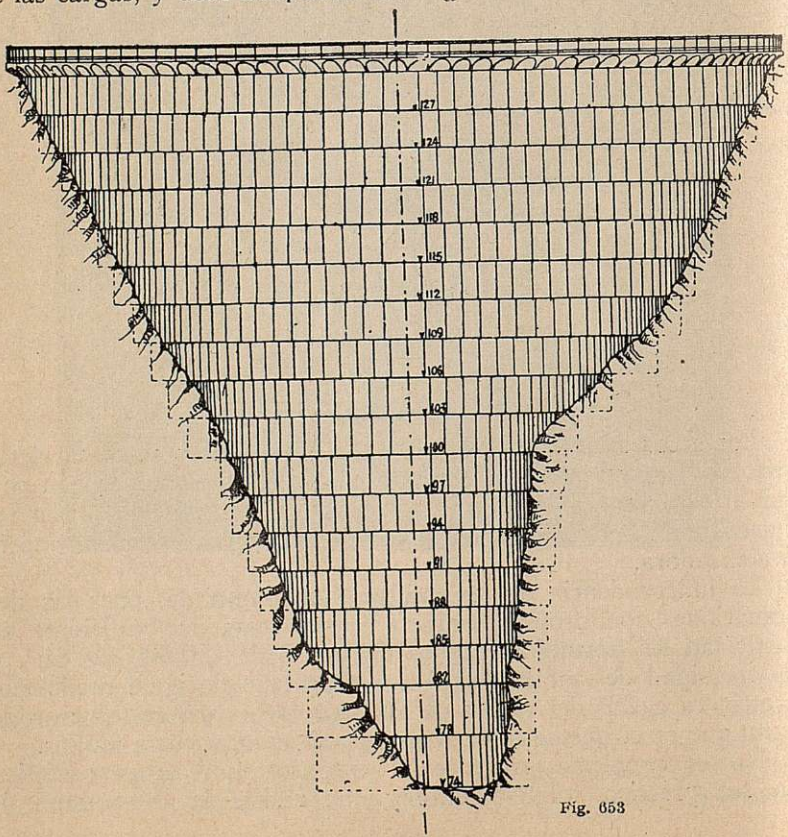


Fig. 653

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aunque los efectos de temperatura, retracción, etc., produzcan flexiones considerables, caso de empotrarlas. El cálculo de los anillos es sencillo, ya se apoyen o se empotren, por la teoría del arco elástico.

Con este concepto de la obra, el proyecto se reduce a encajar en el valle una série de anillos superpuestos, cuyo radio puede ser variable para la mejor adaptación al terreno y para que actúen todos los anillos verdaderamente como bóvedas, como se indica en la figura 651.

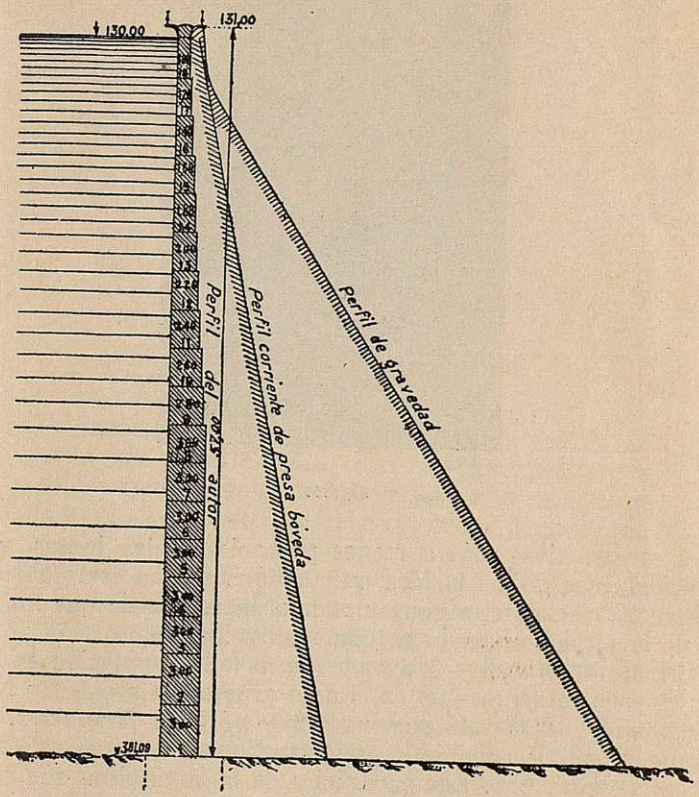


Fig. 654

La figura 652 indica un aspecto de la junta entre anillos.

Las figuras 653 y 654 indican otros aspectos de este tipo de presa, y la 654 la comparación con los perfiles de presa de gravedad o bóveda corriente (perfil Stucky).

La figura 655 indica la vista desde agua arriba de la presa de este tipo en construcción en la garganta de Isber, cerca de Denia (Alicante), de 47 m de altura y formada por anillos de 3 m de espesor, decreciente, desde 3 m en la base, a 70 cm en la coronación.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La economía respecto al perfil de gravedad es del orden del 85 por 100, y, respecto al perfil de presa bóveda tipo Stucky, del 63 por 100.

Ha tenido detractores este tipo de presa, que señalan dificul-

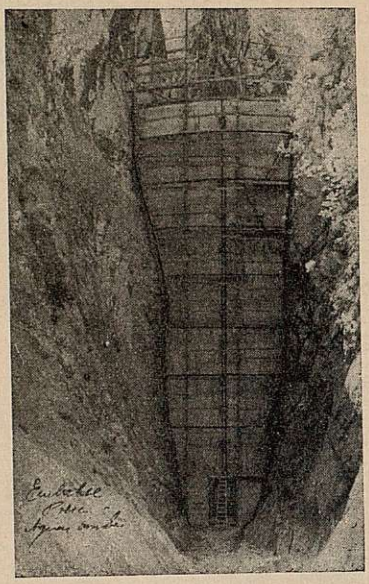


Fig. 655

tades constructivas más o menos probables en las juntas, y poca duración; mas no así la idea que, aunque fueran estas objeciones constructivas ciertas, seguirá flotando en espera de que los avances de la técnica le permitan una realización segura.

Presas laminares. — Huyendo de la indeterminación en la repartición de esfuerzos que da el arco grueso, ha propuesto Noetzli (*Proceeding of the American Society of Civil Engineers,* 1930, febrero, pág. 261) dividir la presa por juntas longitudinales, como indica la figura 656. Las superficies de la laminación son concéntricas, lisas y pintadas, con asfalto o cualquier otro material adecuado.

Con ello divide la presa en arcos delgados, reduce la acción de la ménsula por la mayor flexibilidad del arco, con lo que éstos estarán más uniformemente cargados y pueden proyectarse sin acudir a métodos complicados de análisis.

Ha querido Noetzli perfeccionar el tipo de presa de carga fraccionada, en construcción en Francia, en Marege, sobre el río Dordogne.

Como indica la figura 657, consta de cinco arcos de hormigón armado, de espesores 1,20, 1,35 y 1,50 m; diferencia de alturas,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

14 m, y separación de alrededor de 20 m de una a otra. La carga que lleva cada arco es la debida a la diferencia de niveles entre dos presas consecutivas. Es esencial que los embalses entre arcos es-

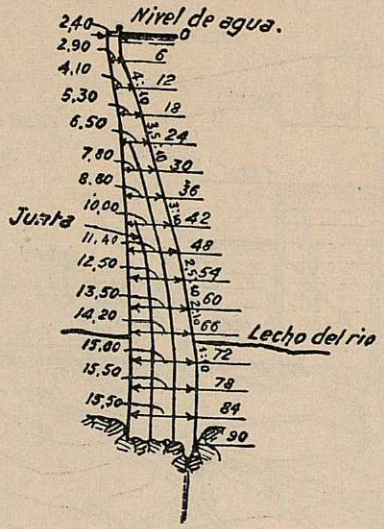


Fig. 656

tén siempre llenos, hasta una elevación dependiente de la superior, de modo que la diferencia entre niveles sucesivos no supera a la de las coronaciones de las presas; esto se consigue mediante flotadores, que abren válvulas y otros dispositivos automáticos.

Se hicieron pruebas en modelo, a escala 1 : 100, en el Laboratorio de la Escuela Nacional de Puentes y Calzadas, en las condiciones normales de carga, sometiendo aisladamente cada arco a su carga total, vaciando el embalse de agua abajo, y se tomó un coeficiente de seguridad de 3 a 4.

Se debe a Rüthenberg la idea de realizar las presas compensadas o de carga fraccionada, que la propuso para el tipo de presa de pantalla plana, o Ambursen, de hormigón armado, en 1913.

Presa cúpula. — Recientemente, al estudiarse la presa de cúpulas múltiples de Coolidge (descrita en el capítulo siguiente), se ha indicado la conveniencia de este tipo en cúpula única para valles estrechos.

Esta idea fué ya realizada en parte por G. S. Williams *(Transactions American Society of Civil Engineers,* 1904, pág. 183) en el proyecto de la presa de Six Mile Creek.

La figura 657 *a* representa una sección y alzado de esta presa, tal como se proyectó, y el perfil de la construída, reducida a los 9 metros, de los 27 del proyecto, por presión de los habitantes de agua abajo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Son muy interesantes las razones que aduce Williams a favor de su proyecto: el reducir la rigidez de la base, haciendo posible el trabajo de los arcos inferiores; el tratar a la base como un estribo,

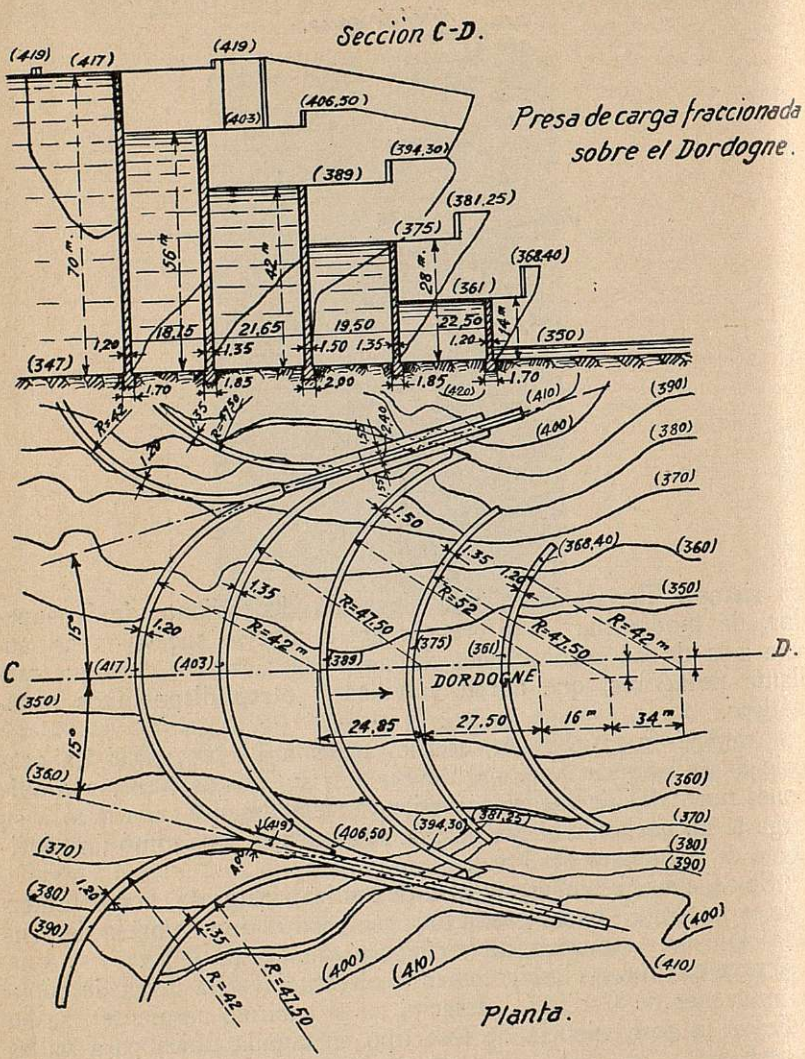


Fig. 657

formando la parte inferior por una superficie tórica, con radio elegido, de modo que su empuje axial no exceda nunca a la presión transmitida por la parte superior de la presa; la inclinación de la unión de la superficie tórica con el resto de la obra puede realizarse de modo a crear un empuje contrario al del agua, que reduzca la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

presión axial en los cilindros, que teóricamente constituyen la presa; el efecto de cúpula aminorará los esfuerzos.

Aun, para uniformar las presiones en la parte inferior, se ha

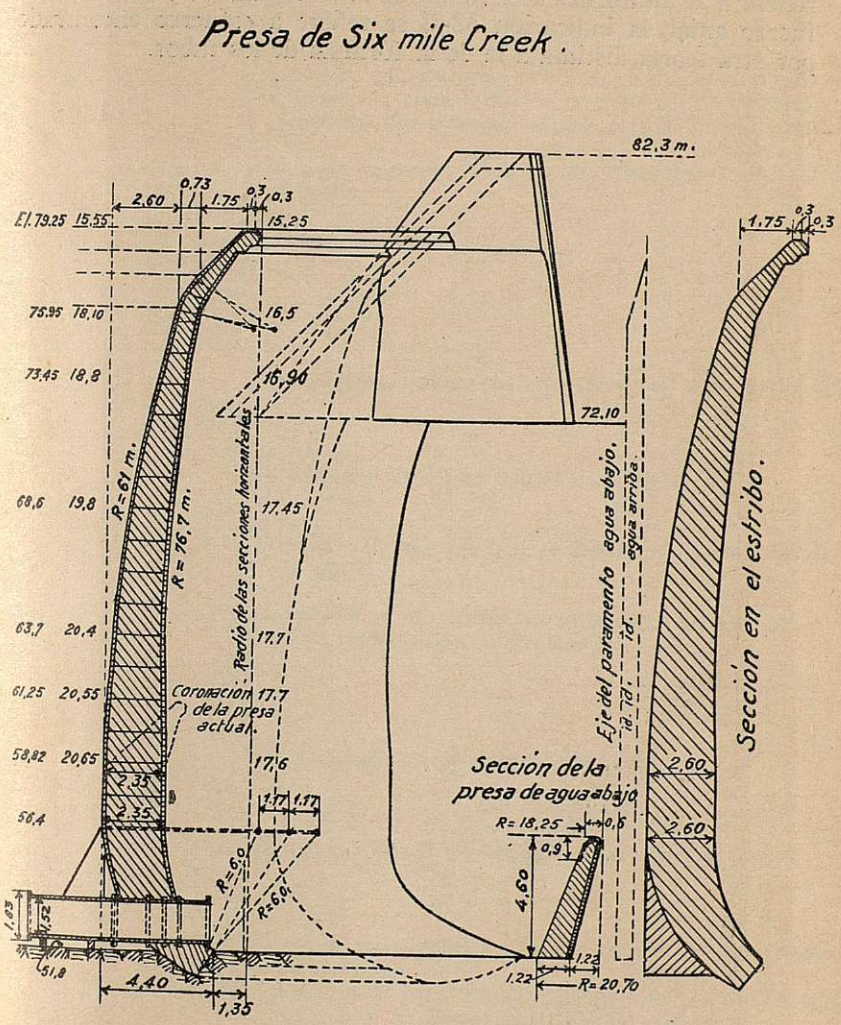


Fig. 657 *a*

dispuesto agua abajo una pequeña presa de 4,6 m de altura, que forma el colchón de aguas.

En la figura se indican los radios de los paramentos de agua arriba y abajo a distintos niveles.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Referencia de las principales presas-bóveda construídas.—Damos a continuación la referencia de las principales presas-bóvedas construídas, con todos los datos que pudimos encontrar, debiendo hacer notar que, en la columna de la altura, la indicación 25-*C* se refiere a la altura hasta el fondo de la cimentación, y en la de esfuerzo axial, la indicación 32-*E* se refiere a esfuerzo encontrado por otra teoría distinta a la de la fórmula de los tubos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presas-bóveda

Presas en Norteamérica

Núme	Nombre de la presa	SITUACIÓN Y RIO	Fecha de la construcción	Objeto	Máxima altura en m	Luz del arco en la coronación en m	Longitud del arco en la coronación en m	Longitud total de la presa en la coronación en m	Radio paramento agua arriba en m	Espesor en m		Relación luz / altura = h	Esfuerzo en kg/cm² por la fórmula de los tubos	Muros estribos	FÁBRICA		Cimentación	Capacidad del embalse en millones de m³	Tipo de presa	PROYECTISTA	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	NOTAS
									Coronación	Base	Coronación				Volumen: m³	Mezcla					
1	Bear Valley	Montañas de San Bernardino, California	1883-84	Riego	19,5	73,2	91	91	102	102	2,5 a 14,6; 6,1	0,97	3,7	58,7	Ninguno		Mampostería	Granito	6,62	Radio Constante	F. E. Brown	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*, página 135, 8th, edi.—W. G. Bligh: *Dams and Weirs*, pág. 104.	Sumergida por una presa de bóvedas múltiples construída en 1910
2	Sweetwater	Río Sweetwater, San Diego (California)	1886-88	Riego	1.º, 28,05; 2.º, 35	91,4	103,6	103,6	67,66	67,66	14	2	3,15	14	Ninguno		Mampostería hasta 29 m	Roca	22,3	R. C.	F. E. Brown	E. Wegmann: págs. 136-140.—W. G. Bligh: págs. 109-111.	Se levantó la presa 6 m y se recreció el espesor hasta el perfil gravedad. Los esfuerzos se dan para la situación primera.
3	Río Grande	Río Grande, Istmo de Panamá	1888	Regulación	13,7	.....	32,8	.....	16,15	16,15	4	1,10	.....	4,7	Mampostería, 790; hormigón 143				0,5	R. C.		Ziegler: 1911, pág. 295	
4	Upper Otay	Otay Creek, San Diego (California)	1900	Riego y abastecimiento	25,6	.....	106,7	106,7	109,4	109,4	4,26	1,2	.....	66				Pórfido	2,46	R. C.	E. S. Babcock	Wegmann: pág. 220	La parte superior, armada con planchas de acero, carriles y cables.
5	Six mile Creek, Ithaca	New-York	1903	Abastecimiento	10,66	30	.....	.....	18,3	18,3	2,35	0,9	2,8	8,3	Ninguno			Pizarra gris	.....	Cúpula	G. S. Williams	Wegmann: páginas 200-202	
6	Campbell	Cascadilla Creek, Ithaca (New-York)	1904	.....	7,6	.....	.....	28	21	21	1,2	0,75	.....	13,35	Dos gravedad					R. C.	G. S. Williams	*Transactions A. S. C. E.*, 1924, pág. 345	Armada.
7	Pathfinder	Río Norte Platte, Wyoming	1905-10	Riego	66,45	70	80	129,5	47,2	56,70	28,6	3,05	1,05	12,7	Dos		Mamp. ciclópea; 1:2,25:4	Granito	123,2	R. C.	U. S. Reclamation Service	Wegmann: páginas 427-30.—W. G. Bligh: pág. 105.—Davis and Wilson: *Irrigation Engineering*, pág. 101	
8	Shoshone	Río Shoshone, Wyoming	1905-10	Riego	100	54	60	66	45,7	60	33	1,05	0,54	18,7	Uno		Mampostería ciclópea	Granito	561	R. C.	U. S. Reclamation Service	Wegmann: pág. 4.—W. G. Bligh, páginas 105-7.—A. P. Davis: *Irrigation Works Constructed by U. S. Government*, página 379	
9	Halligan	Río Cache la Poudre, Colorado	1910	Riego	28,65	.....	.....	107	98	98	8,1 a 22,6; 8,25	0,6	.....	26,35	Ninguno			Roca	7,9	R. C.	G. N. Houston	*Transactions A. S. C. E.*, 1912	Base gravedad; altura del arco, 22 m; en la parte alta, armado.
10	Las Vegas	Nuevo Méjico	1910	Regulación	15	67,8	70	70	76	76	4,72	1,2	4,5	24,6	Ninguno				.....	R. C.	Metcalf and Eddy	*Transactions A. S. C. E.*, 1915, pág. 602.—*Engineering News*, 27 octubre 1910	
11	Salmon River	Río Salmon, Idaho	1912	Riego	67	.....	.....	149	68	71	35,7	5	.....	13					281	R. C.			
12	Salmon Creek	Salmon Creek, Alaska	1912-13	Energía	51,2	167	196	196	101	45	14,5	2	3,26	20	Ninguno				23,3	Radio variable	L. R. Jorgensen	Wegmann: pág. 430	Se midieron las deformaciones de la presa.
13	Spaulding	Río South Fork, California	1912-13. — Elevada en 1916 y 1919	Energía	83,8	136	152	237	134	76	29 a 64 m; 55,7	3,3	1,64	24	Dos gravedad	146 800	1:2,5:5		.....	R. V.	L. R. Jorgensen	Wegmann: pág. 436.—*Transactions A. S. C. E.*, 1915, página 685	Se levantó la presa; la base se dejó como de gravedad, de 43 m de espesor.
14	Big Creek, núm. 4	Big Creek, California	1913	Energía	24	53	.....	85,3	45,7	45,7	8,3	.....	.....	13	Dos gravedad			Granito	.....	R. C.	Southern California Edison Co.		
15	Clear Creek	Río Tieton. Wáshington	1913	Riego	27	54	.....	122	37,4	32	3	.....	2	28	Dos gravedad			Roca	.....	R. V.	U. S. Reclamation Service		Construída en dos etapas. Investigada en 1924-27 por el Comité de Investigación de Presas arco.
16	Butte Creek	California	1915	Energía	13,7	26	.....	.....	.....	.....	.....	.....	1,9	.....					.....	R. V.			
17	East Canyon Creek	Utah	1916	Riego	58	35	42	88,4	30,1	23,7	7,9	1,6	0,61	12	Dos gravedad	12 200	1:3:5	Conglomerado	34,5	R. V.	A. F. Parker	Degove: *Utilisation des Forces Hydrauliques*, pl. V.—*Transactions A. S. C. E.*, 1919-20, pág. 574	
18	Sun River Diversion	Idaho	1917	Riego	36,58	38	.....	26	24	15	11,4	0,6	.....	48	Uno gravedad				.....	R. V.	U. S. Reclamation Service		
19	Kerckhoff	Río San Joaquín, California	1919	Energía	32,9	109	137	173,7	68,5	41,4	9,1	.....	3,3	15,5	Dos gravedad	17 600	1:2,5:5	Granito	.....	R. C.	B. F. Jakobsen	*Transactions A. S. C. E.*, 1912, pág. 107	Nivel elevado 7,3 por compuertas.
20	Gibraltar	California	1919	Abastecimiento	50,4, cimientos; 51	140	157	289	74,2	76,2	20	2,45	2,8	22	Uno	38 200	1:2,5:5	Arenisca	19,7	R. C.		Wegmann: pág. 641.—*Journal of Electricity*, 1920, pág. 325	
21	Warm Springs	Río Malhem, Oregón	1920	Riego	33,2	92	106	167	58	58	8,4	2,44	2,76	22	Ninguno	14 800	1:2,5:5	Basalto fisurado	209,8	R. C.	A. J. Willey	*Engineering News-Record*, mayo 1924	
22	Carmel River	Monterrey, California	1920	.....	27,4	82	.....	.....	41	24,4	4,9	1,53	.....	.....	Ninguno				.....	R. C.	N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 191		
23	Big Creek, núm. 5	California	1921	Energía	18	.....	.....	66,75	45,7	45,7	5,17	.....	.....	16,7	Ninguno		1:3:6	Granito	.....	R. C.	Southern California Edison Co.		Presa-vertedero, a 3,35 m bajo la coronación.
24	Big Creek, núm. 6	Río San Joaquín, California	1922	Energía	41	91	.....	116	54,8	54,8	11,88	.....	2,2	19	Dos gravedad		1:2,5:5	Granito	.....	R. C.	Southern California Edison Co.		
25	Lago Malibu	California	1922	Recreo	10,66	42,67	48,77	48,77	41,14	41,14	2,28	.....	4,2	19,3	Ninguno	1 240	1:2,5:5	Granito	.....	R. C.	F. A. Noetzli		
26	Lost Creek	Butte, California	1923-24	Riego	34,14	115,82	.....	.....	60,96	27,43	7,16	1,22	3,4	13	Ninguno	8 410	1:2,25:6,5	Serpentina y Diorita	7,12	R. V.	L. R. Jorgensen	N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 186.—Western: *Construction News*, Junio 1927	
27	Bullards Bar	Río Yuba, California	1922-24	Energía y riego	55,78	134,11	.....	.....	73,15	28,65	13,41	1,83	2,4	23,7			1:3:6		13,55	R. V.	L. R. Jorgensen		La presa está dispuesta para ser elevada. Presa-vertedero.
28	Upper Hubbart	Montana	1923	Riego	39,93	121,92	153,31	153,31	60,96	57,23	7,62	1,52	3	28	Ninguno	13 000	1:2,5:5	Cuarzita	14,8	R. V.		Western: *Constructions News*, abril 1927 Water Works: junio, 1925.—N. Kelen: pág. 189	Presa-vertedero. Armada en la parte superior. Investigada por el Comité de Investigación de Presas arco. Presa-vertedero.
29	Oak Grove	Oregón	1923-24	Energía	21	.....	.....	.....	38,8	36,5	6	.....	.....	13,7	Ninguno			Roca	.....	R. C.			Armada.
30	Mormon Flat	Río Salt, Arizona	1923-25	.....	65,86, C.; 50,3	97,4	143	143	58,83	32,92	8,23	2,44	1,48	32,2	Ninguno	17 854	1:2:4	Roca	111	R. V.	F. J. O'Hara	*Engineering News-Record*, 13 mayo 1926	
31	Copco, núm. 1	Oregón	1922	.....	78,3	.....	.....	128	.....	.....	28	.....	.....	.....	Ninguno				.....	R. V.	L. R. Jorgensen	*Modern Irrigation*, junio 1927	
32	Gerber	Oregón	1923-25	Riego y regulación	25	109,7	145,7	145,7	60	47,2	5,4	1,5	4,3	21,8	Ninguno	9 100	1:2:4; 1:2,5:4,5	Lava	115,8	R. V.	U. S. Reclamation Service	*Engineering News-Record*, 25 febrero 1926.—Western: *Construction News*, febrero 1926	
33	Emigrant Creek	Talent, Oregón	1924	Riego	35,05, C.; 30,5	109,7	.....	131	50,29	40,23	6,19	1,52	3,1	24	Uno gravedad; uno arco auxiliar	10 703	1:2,5:5	Arenisca	9,85	R. V.	F. C. Dillard		Investigada por el Comité de Investigación.
34	Concow	California	1924	Riego	21,4	.....	.....	83,8	55,16	23,77	5,79	.....	.....	11; 21-E		4 800	1:3:6		10,2	R. V.	Constant Angle Arch. dam Co.	N. Kelen: pág. 191	Arco armado. Investigada por el Comité de Investigación.
35	Drum Afterbay	Río Bear, California	1924	Energía	29,56	77,72	98,14	98,14	53,34	58	6,4	.....	2,6	25,6	Ninguno	4 450	1:2,5:5	Granito	9,339	R. C.	I. C. Steele		
36	Malibu or Rindge	Malibu Creek, California	1924	Riego	30	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....					.....	R. C.	Wayne Loel		
37	Moyie River	Río Moyie, Idaho	.....	.....	16,15	.....	.....	46,93	19,81	19,81	1,6	.....	0,6	20	Uno gravedad			Roca estratificada	.....	R. C.	O. Jones	*Engineering News-Record*, 14 octubre 1926	Presa rota por sifonamiento de un estribo de gravedad. Armada con carriles.
38	Lamier Lake	North Carolina	1925	.....	18,9	61	71	90	45	45	3,6	0,6	3,2	23,6	Uno gravedad			**Roca, menos en estribo**	.....	R. C.	G. Kershaw	*Engineering News-Record*, 4 abril 1927	Caído un estribo por sifonamiento en junio de 1926. Armada.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

PRESAS-BÓVEDA (Continuación).

Presas en Norteamérica

Número	Nombre de la presa	SITUACIÓN Y RÍO	Fecha de la construcción	Objeto	Maxima altura en m	Luz del arco en la coronación en m	Longitud del arco en la coronación en m	Longitud total de la presa en la coronación en m	Radio paramento agua arriba en m: Coronación	Radio paramento agua arriba en m: Base	Espesor en m: Base	Espesor en m: Coronación	Relación luz / altura	Esfuerzo en kg/cm² por la fórmula de los tubos	Muros estribos	FÁBRICA: Volumen: m³	FÁBRICA: Mezcla	Cimentación	Capacidad del embalse en millones de m³	Tipo de presa	PROYECTISTA	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	NOTAS
39	Cushman Lake, núm. 1	Río Skokomish, Wáshington	1925	Energía	71,62; 85,34, C.	103,6	131	338	64	49,68	15,85	2,4	1,2	17,5	Uno gravedad; otro tierra y gravedad	68 800	1 : 2,5 : 5	Basalto	567	R. V.	B. E. Torpen	*Engineering News-Record*, 4 abril 1927	
40	Melones	Río Stanislao, California	1926-27	Riego	58	118,8	.....	180	74,5	72,5	22,5	.....	2	18,7	Dos gravedad	69 500	1 : 3 : 4 : 3 bloques	Dolerita y Diorita	136,8	R. C.	A. J. Willey	*Modern Irrigation*, junio 1927.—Western: *Construction News*, mayo 1927	
															Uno gravedad	.....	1 : 4 : 4,5 y bloques	.....	65,4	R. C.	V. L. Sullivan	*Modern Irrigation*, junio 1927	Armada.
41	Bluewater-Toltec	New México	1027	Riego	29,56	.....	152	53,34	53,34	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	R. V.	.....	.....	
42	Santeetlah	Río Tallase, Pemsylvania	1926-27	Energía	61,56	.....	103,6	91,44	63,1	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	Granito	1,85	R. V.	Los Angeles County Flood Control	Western: *Construction News*, 25 noviembre 1926	
43	Big Santa Anita	California	1926-27	Regulación	68,6	140,21	.....	.....	84,43	42,82	12,34	2,13	2,1	24	Ninguno	58 100	1 : 2,3 : 6,4	Granito	1,48	R. V.	Los Angeles County Flood Control		
44	Pacoima	California	1926-27	Regulación	121,92, C.; 114,30	161	190	190	100	64,35	29,25	2,45	1,4	21	Uno gravedad	115 000	1 : 2,8 : 6	Granito	1,48	R. V.	Los Angeles County Flood Control		
45	Grizzly Creek	California	1927	Energía	29,87	.....	.....	152	62,5	42,67	6,7	.....	.....	21	Uno gravedad	8 400	1 : 3 : 6, bloques de más de 7,5 cm	Granito	1,48	R. V.	L. R. Jorgensen	Western: *Construction News*, febrero 1926	
46	Bucks Creek	California	1927	Energía	29,26	.....	.....	128	65	48,15	8,2	.....	.....	21	Dos gravedad	.....	1 : 3 : 6, bloques de más de 7,5 cm	Granito	16,9	R. V.	L. R. Jorgensen	Western: *Construction News*, febrero 1926	La curvatura de los arcos a distintos niveles, determinada según el aspecto de la línea de presiones.
47	Horse Mesa	Río Salt, Arizona	1926-27	Riego	93	129,5	.....	246,8	Arcos no	circulares	17,37	.....	.....	28	Ninguno	.....	1 : 2,5 : 5	Cuarzita	302	R. V.	C. C. Cragis		
48	Bowman South	California	1926	Riego	31,4	.....	.....	12,18	53,35	53,35	15,85	.....	.....	10,5	Uno gravedad; otro pantalla plana	2 290	.....	.....	80	R. C.	F. H. Tibbets	Western: *Construction News*, octubre 1927	
49	Gibson	Río Sun, Great Falls (Montana)	1926-28	Riego	213,36	269	269	123,4	123,4	26,51	.....	3,6	.....	27,7	Ninguno	.....	.....	Arcilla	129,4	R. C.	U. S. Reclamation Service	*Modern Irrigation*, junio 1927	
50	Railroad Canyon	Río San Jacinto, California	1927-28	Riego	30,5	99	120	190,4	62,5	40,8	4,7	1,5	3,3	25	Dos tipo Noetzli	9 050	126 kg/cm² a 28 días	Pizarra	.....	R. V., Tipo cono	F. A. Noetzli	*Proceedings A. S. C. E.*, 1930, pág. 261	Armada en la parte superior.
51	Morris	James Creek, California	1924	Riego y energía	12,2	.....	33,53	27,43	27,43	2	.....	.....	.....	17,5	.....	610	1 : 3 : 6	.....	1.356	R. C.	C. E. Grunsky	*Modern Irrigation News*, enero 1926	Armada.
52	Fruita Canyon	.....	1924	Abastecimiento	17	33,53	35,66	35,35	18,46	18,46	2,35	.....	1,04	21-E—13,3	Ninguno	.....	.....	Roca ignea dura	.....	R. C.	.....	.....	
53	Diablo	Río Skagit, Wáshington	1927-30	Energía	122	152	179	366	118,87	32,4	29,87	4,88	2,8	20	Dos gravedad	248 000	1 : 7,5	Granito	111	R. V.	Constant Angle Arch. dams Co.	*Engineering News-Record*, agosto 1929	
54	Buffalo Creek	North Carolina	1916	Energía	8,2	45,72	51,82	51,82	30,48	30,48	1,61	.....	.....	10	Ninguno	.....	.....	.....	.....	R. C.	C. A. Mees	.....	Proyectada para 3 m de altura de lámina vertiente.
55	Moretz Mill	Río Little, North Carolina	1917	Energía	10,67	67	.....	97,5	44,2	44,2	3	.....	.....	19,6	Uno gravedad	.....	.....	.....	.....	R. C.	C. A. Mees	.....	Proyectada para 1,22 m de altura de lámina vertiente.
56	Tuxedo	Río Green, North Carolina	1917	Energía	36,88	69,96	.....	112,78	45,72	45,72	8,84	.....	1,6	19,6	Uno gravedad	.....	.....	.....	.....	R. C.	C. A. Mees	.....	Proyectada para 1,83 m de altura de lámina vertiente.
57	Yadkin River	Río Yadkin, North Carolina	1919	Energía	8,5	36,58	.....	48,77	23,16	23,16	1,52	.....	4,3	15,8	Uno gravedad	.....	.....	.....	.....	R. C.	.....	*Engineering News*, marzo 1920	
58	Thin	.....	1919	.....	32,3	103	134	134	58	58	8,35	2,45	3,2	22,4	Ninguno	.....	.....	.....	.....	R. C.	.....	Ziegler: *Der Talsperrenbau*, pág. 140	
59	North Crow	Wyoming	1911	.....	18,8	41	59,5	59,5	24	24	3,4	1,32	2,18	11	.....	.....	1 : 2,25 : 4,5	.....	.....	R. C.	.....	*Engineering News-Record*, marzo 1926, pág. 360	Presa-vertedero, con compuertas de 3,6 de altura.
60	Baker	Río Baker, Wáshington	1924	Energía	70	125	.....	148	75	75	35	7	1,58	17	Ninguno	.....	.....	.....	.....	R. C.	.....	*Engineering News-Record*, 13 febrero 1925	Armada. A 2 730 m de altura, con temperaturas de — 29°.
61	Humphreys	Montañas Rocosas, Colorado	1922-24	.....	27	44	56	56	25,9	25,9	5,10	1,05	1,19	15	Dos	3 175	1 : 2 : 4	Diorita	.....	R. V.	.....	*Engineering News-Record*, agosto 1928, pág. 269	Paramento de ladrillos vitrificados.
62	Canadea	Río Genesse, Montañas Rocosas (Colorado)	1929	.....	42	117	.....	186	78,6	.....	13,2	1,5	2,8	.....	Dos gravedad	50 450	.....	Pizarra	3,39	R. V.	Tennessee North Carolina	*Engineering News-Record*, junio 1929, pág. 894	Presa-vertedero con compuertas Taintor.
63	Waterville	Río Big Pigeon, North Carolina	1928	Energía	60,95	.....	.....	.....	98,45	.....	12,15	4,8	.....	.....	Ninguno	91 750	1 : 2,5 : 5	Roca	.....	R. V.	L. R. Jorgensen.—F. W. Hanna	*Engineering News-Record*, 24 octubre y 19 diciembre 1929	Presa-vertedero con compuertas Stoney, con colchón de aguas, formado por un azud de 12 m altura a 122 m agua abajo.
64	Calderwood	.....	1930	Energía	70	.....	.....	.....	95,25	.....	.....	7,62	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	
65	Crowley Creek	Idaho	1908	Riego	27,45	42	51,5	60	22	22	2,8	0,96	1,53	25	Dos gravedad	611	Hormigón; 1 : 5,5	Lava	.....	R. C.	Degove: Pl. III.—*Engineering News*, vol. 66, pág. 220	.....	
66	Great Norther	Minnesota	1907	.....	18	.....	18	86	30	30	2,75	2	.....	19,5	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	
67	Lewiston	Idaho	.....	.....	16,5	.....	.....	86	85	.....	4,4	1,6	.....	.....	.....	.....	Hormigón	.....	.....	R. C.	G. O. Newman	*Transactions A. S. C. E.*, 1915, pág. 603	
68	Triunfo Creek	Los Angeles, California	1913	.....	15	.....	44	44	87	87	4,6	1	.....	27	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Transactions A. S. C. E.*, 1915, pág. 603	
69	Winchester	Kentucki	.....	.....	9,3	.....	.....	142	96	.....	2,6	1,4	.....	.....	.....	.....	Hormigón	.....	.....	.....	.....	*Engineering News*, vol. 70, pág. 748	
70	Goodwin	Río Stanislao, California	1913	Riego	21	.....	71	.....	41	.....	4,9	2,44	3,5	.....	.....	.....	Hormigón	.....	.....	R. V.	.....	*Engineering News-Record*, 10 octubre 1929	Armada.
71	Safford	Arizona	1929	Abastecimiento	33	39	54,5	54,5	24	4,20	0,9	0,6	1,2	31-E.; 15	Ninguno	750	Hormigón	Diorita	.....	R. V.	G. Stubblefield	*Engineering News-Record*, 13 febrero 1930	Armada y con junta horizontal a los 29 m de la coronación, de 1,20 m de profundidad y 60 m de longitud.
72	Ashland	.....	1929	Abastecimiento	33,6	.....	.....	139,5	69	47	7,5	2,1	.....	44-E.; 12	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	
73	Ariel	Río Lewis, Wáshington	1931	Energía	95,4	195	228	396	120,7	47,85	.....	6	2	42-E.	Uno gravedad	229 400	1 : 3,4 : 6,6	.....	271	R. V.	U. S. Reclamation Service	*Engineering News-Record*, 12 marzo 1931.—*Civil Engineering*, septiembre 1931	
74	Tujunga	Los Angeles, California	1930-31	Abastecimiento	96	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Ingeniería y Construcción*, 1 octubre 1931	
75	Cushman, núm. 2	Río Skokomish, Wáshington	1931	Energía	48,77; 73,15 C.	78,5	100	100	42,67	.....	12,19	2,44	1,1	.....	Ninguno	29 050	1:1,92:3,92: 246 kg/cm² a 28 días	.....	9	R. V.	.....	*Civil Engineering*, septiembre 1931	

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

PRESAS-BÓVEDA (continuación).

Número	Nombre de la presa	SITUACIÓN Y RÍO	Fecha de la construcción	Objeto	Máxima altura en m	Luz del arco en la coronación en m	Longitud del arco en la coronación en m	Longitud total de la presa en la coronación en m	Radio paramento agua arriba en m: Coronación	Radio paramento agua arriba en m: Base	Espesor en m: Base	Espesor en m: Coronación	Relación luz / altura	Esfuerzo en kg/cm² por la fórmula de los tubos	Muros estribos	FÁBRICA: Volumen: m³	FÁBRICA: Mezcla	Cimentación	Capacidad del embalse en millones de m³	Tipo de presa	PROYECTISTA	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	NOTAS
Presas-bóveda en Australia																							
1	Parramatta	Nueva Gales del Sur	1858-98	Riego	15,85	63	68,6	68,6	48,7	48,7	4.57	1,42	4	16,4	Ninguno		1:2,5:5	Arenisca	0,69	R. C.	Parte superior por C. W. Darley.	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	Altura primitiva, 12,5 m, con mampostería, en 1858; elevada a 15,85 m, con hormigón, en 1898.
2	Lithgow, núm. 1	" " "	1896	Riego	10,67	47,5	54,25	54,25	30,48	30,48	3.27	1.04	4.45	10,94	Ninguno		1:2,5:5	Arenisca	0,068	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
3	Parkes	" " "	1897	Riego	10,2	.....	.....	164,60	91,44	91,44	4,10	0,91	.....	26,25	Uno gravedad		1:2,5:5	Granito	0,518	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
4	Picton	" " "	1897	Riego	8,53	32,7	34,14	34,14	36,58	36,58	4,12	2,14	3,8	13,12	Ninguno		1:2,5:5	Arenisca	0,064	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	Dispuesta para elevarla 4,25 m.
5	Cootamundra	" " "	1898	Riego	14,02	.....	.....	195	76,2	76,2	3,96	0,91	.....	27,34			1:2,5:5	Granito	0,618	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
6	Tamworth	" " "	1898	Riego	18,6	.....	.....	134,11	76,2	76,2	6,53	0,91	.....	21,87	Uno gravedad		1:2,5:5	Granito	0,227	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
7	Wellington	" " "	1899	Riego	14,63	.....	.....	106,70	45,72	45,72	3,05	0,91	.....	21,87			1:2,5:5	Conglomerado	0,123	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
8	Mudgee	" " "	1899	Riego	15,24	.....	.....	151,80	77,11	77,11	5,5	0,91	.....	21,87			1:2,5:5	Pizarra descomp.					
																		puesta	0,190	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
																		Basalto	0,727	R. C.	C. W. Darley	*Engineering News*, tomo 63, pág. 588	
9	Wollongong	" " "	1899	Riego y energía	12,8	91	101	163,07	60,96	60,96	3,51	1,04	.....	21,87	Dos gravedad		1:2,5:5	Gneis	4,52	R. C.		*Engineering News*, septiembre 1905	Parte superior reforzada con carriles.
10	Barossa	Gawler, Australia del Sur	1899-1903	Riego	37,8	112,78	140	140	60,96	60,96	10,36	1,37	3,6	21,5	Ninguno	13 750		Arenisca	0,154	R. C.	C. W. Darley	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	Dispuesta para elevarla a 15,2 m.
11	Katoomba	Nueva Gales del Sur	1905	Riego	7,62	.....	.....	97,53	67,05	67,05	6,17	0,91	.....	16,4			1:2,5:5	Arenisca	0,4	R. C.	L. A. B. Wade	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	De mampostería y paramento de hormigón.
12	Lithgow, núm. 2	" " "	1906	Riego	26,65	.....	.....	67,36	30,48	30,48	7,32	0,91	.....	10,04			1:2,5:5	Arenisca	0,3	R. C.	L. A. B. Wade	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
13	Medlow	" " "	1906	Riego	19,81	.....	.....	37,80	18,3	18,3	2,70	1,04	.....	13,12			1:2,5:5	Cuarzita	.....	R. C.	L. A. B. Wade	E. Wegmann: *The Design and Construction of Dams*	
14	Queen Charlotte Vale	" " "	1906	Riego	9,75	.....	.....	34,4	27,4	27,4	2,6	0,91	.....	10,94			1:2,5:5		.....	R. C.		*Transactions A. S. C. E.*, 1915, páginas 572 y 1922.—W. G. Bligh: *Dams and Weirs*	
15	Barren Jack	" " "	1908	Riego	12,8	36,6	43,6	43,6	24,4	24,4	1,52	0,6	2,86	20,4	Ninguno				.....				Se midieron flechas.
16	Wooling	Macedon, Victoria	1916		10	.....	.....	.....	41,15	41,15	1.34	.....	.....	30					.....	R. C.	B. A. Smith	*Transactions A. S. C. E.*, 1919-20	Armada.
17	Hobart	Australia	.....		57,90	69	73,2	225,2	61	61	16,38	2,45	1,2	21,6	Dos gravedad		Hormigón		.....	R. C.		Degove: *Utilisation des Forces Hydrauliques*	
Presas en Italia																							
1	Ponte Alto	Valle Adige, Trentino	1611-1884	Regulación	37,83	11,8	12,2	12,2	16,5	14,9	1,98	4,2	0,31	28,8	Ninguno		Mampostería	Dolomita	.....	Radio variable		*Annali delle Utilizzazioni delle Acque*, anno 1924, vol. 1, fas. 1.	Construida en 1611, con pequeñísima altura, y elevada en 1747, 1749, 1752, 1824, 1847, 1849, 1859, 1883 y 1887. Embalse casi totalmente cegado por los sedimentos.
2	Camelli	Garganta de Gola, Valle Adige (Trentino)	1882-83	Regulación	21	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....			Mampostería	Dolomita	.....	.....	.....	*Annali delle Utilizzazioni delle Acque*, anno 1924, vol. 1, fas. 1.	
3	Terragnolo	Garganta Leno, Valle Adige (Trentino)	1884	Regulación	17	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....			Mampostería	Dolomita	.....	.....	.....	*Annali delle Utilizzazioni delle Acque*, anno 1924, vol. 1, fas. 1.	
4	S. Colombano	Arroyo Leno, Valle Adige (Trentino)	1884	Regulación	18,6	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....			Mampostería	Dolomita	.....	.....	.....	*Annali delle Utilizzazioni delle Acque*, anno 1924, vol. 1, fas. 1.	
5	Cantang	Torrente Fersina, Valle Adige (Trentino)	1884	Regulación	24	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....			Mampostería	Dolomita	.....	.....	.....	*Annali delle Utilizzazioni delle Acque*, anno 1924, vol. 1, fas. 1.	
6	S. Giorgio	Torrente Aviso, Valle Adige (Trentino)	1886	Regulación	26,8	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....					.....				
7	Corfino	Garganta Corfino, río Serchio (Massa)	1914	Energía	43,9	46	63	.....	23,5	23,5	7	1,5	1,06	11,50	Dos gravedad		Hormigón: 1:1,7:2,7, hasta 1:2:3,2		0,8	Radio constante		*Scimemi Dighe*, 1928, pág. 214	
8	Lago Campelli	Valle Goglio, río Seris (Bérgamo)	1920	Energía	13,7	.....	.....	.....	31,50	31,50	.....	.....	.....	.....	Ninguno		Hormigón		0,49	R. C.		N. Kelen: *Die Staumauern*, 1926, pág. 185	
9	Furlo	Río Candigliano, Pesaro	1922	Energía	59,5	.....	.....	.....	21	21	10,8 a 38 m; 16	3	.....	7,4	Ninguno				1,78	R. C.		N. Kelen: *Die Staumauern*, 1926, pág. 185	Presa-vertedero.
10	Turrite	Garganta de Turrite de Gallicano, río Serchio (Massa)	1922	Energía	42	46	58,5	67	34	34	13,5 a 39 m; 16,5	2,8	1,1	9,8	Uno gravedad		Hormigón; paramentos mampostería		0,82	R. C.		*Annali dei Lavori Pubblici*, mayo 1927	Vertedero, armada y compensada.
11	Zolezzi	Río Penna, Génova	1923	Energía	21	.....	.....	.....	10,3	10,3	0,80	0,35	.....	.....	Dos gravedad		Hormigón armado		0,068	R. C.		*Annali dei Lavori Pubblici*, mayo 1927	Presa-vertedero.
12	Molinara	Río Molinara, Como	1923	Energía	20	.....	.....	.....	17	17	.....	.....	.....	.....			Mampostería		0,006			N. Kelen: *Die Staumauern*, 1926, pág. 185	Presa-vertedero.
13	Spino o Lago Oscuro	Torrente de Valla, Alejandría	1923	Energía	42,5; 48,5 cimientos	.....	.....	.....	52	52	15 a 38 m; 19	2,5	.....	.....			Hormigón		2,88	R. C.		N. Kelen: *Die Staumauern*, 1926, pág. 185	En desplome y armada.
14	Gurzia o Chiusella	Torrente Chiusella, Valle de Po (Turín)	1923	Energía	42,5; 50,5 cimientos	60	78	179	32	19,20	7,20 a 42,5	2	1,2	11	Dos gravedad		Hormigón armado		1,8	R. V.		N. Kelen: *Die Staumauern*, 1926, pág. 185	
15	Muro Lacano	Río San Pietro, Potenza	1928		57; 60,5 cimientos	49	55,6		2	32	18	5	0,82	10	Uno gravedad		Hormigón		4,55	R. C.		*Scimemi Dighe*, pág. 476.—Degove: Tabla II	
16	Orichella	Río Ampollino, Cosenza	1928		26; 31,5 cimientos	80,5	97	.....	47,40	.....	4.3	1,5	3	.....	Dos gravedad	9 450	Hormigón armado		0,086	R. V.		*Energía Elettrica*, 1927, pág. 815	Presa-vertedero y armada.
17	S. Domenico	Río Sagittario, Aquila	.....		43	.....	.....	.....	8,6	.....	.....	.....	.....	.....			Hormigón		1,13	R. C.		*Houille Blanche*, 1927, pág. 82	
18	Crosis	Torrente Tone, Udine	1901		38,2	.....	.....	.....	10	.....	.....	.....	.....	.....			Hormigón		0,15			*Annali dei Lavori Pubblici*, mayo 1927	Los 18,5 m del fondo forman un tapón de la garganta.
19	Tul	Torrente Cosa, Udine	.....		21,50	.....	.....	.....	10,15	.....	.....	.....	.....	.....			Hormigón		.....	.....		*Annali dei Lavori Pubblici*, mayo 1927	Iniciada en 1921 y en curso de construcción.
20	Rimasco	Torrente Sermenza, Novara	1925		30,5	.....	.....	.....	17,5	.....	.....	.....	.....	.....			Hormigón		0,2			*Annali dei Lavori Pubblici*, mayo 1927	
21	Ponte della Serra	Torrente Cismon, Trentino	1910	Energía	43,9	.....	.....	.....	33	.....	12,60; 14,30 cim.	.....	.....	.....					0,5	R. C.		Ziegler: *Der Talsperrenbau*, tomo II, pág. 147	Vertedero. Vano dividido en dos partes por una pila.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

PRESAS-BÓVEDA (conclusión).

	Número	Nombre de la presa	SITUACIÓN Y RÍO	Fecha de la construcción	Objeto	Máxima altura en m	Luz del arco en la coronación en m	Longitud del arco en la coronación en m	Longitud total de la presa en la coronación en m	Radio paramento agua arriba en m: Coronación	Radio paramento agua arriba en m: Base	Espesor en m: Base	Espesor en m: Coronación	Relación luz / altura = λ	Esfuerzo en kg/cm² por la fórmula de los tubos	Muros estribos	FABRICA: Volumen m³	FABRICA: Mezcla	Cimentación	Capacidad del embalse en millones de m³	Tipo de presa	PROYECTISTA	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	NOTAS
Presas en Suecia	1	Gullspang		1911		21						3	3							R. C.			Armada. Presa-aliviadero, con compuertas.
	2	Pfaffensprung		1922-24	Energía	32	35,10			18,5	14	3,5	1	1,1	12,8		900	1: 0,25: 2,85	Granito	0,2	R. C.		*Schweizerische Bauzeitung*, 14 y 21 noviembre 1925	
	3	Gideabacka		1918	Energía	26	40		50,30	29,9	22	5	2	1,6	11,3	Ninguno		Hormigón: 1: 3: 4; 1: 2: 2			R. V.		*Génie Civil*, tomo LXXV, 1919	Arco muy armado, juntas verticales. Presa-vertedero con compuertas. Expuesta a ± 35° de variación de temperatura.
	4	Norrfords				15	47,7	55,5		30	30	1,20	1,60	3,2	37	Uno					R. C.		Degove: pág. 101	Expuesta a ± 20° de variación de temperatura.
Presas en Francia	1	Zola	Cerca Aix, Provenza	1843-1852	Abastecimiento	37,70	64	67		62	62	12,75	5,8	1,7	14	Uno		Mampostería	Conglomerado duro	1,4	R. C.	Tholonet	E. Wegmann: 1922, pág. 64.—P. Ziegler: *Talsperrenbau*, 1911, pág. 203.—N. Kelen: *Die Staumauern*, 1926, pág. 184	
	2	Savenay	Loira inferior	1917		15,85	84	97	115	53,35	53,35	4,8	1,6	5,3	17	Uno		Hormigón			R. C.		Degove: Tabla II.	
	3	Grande Rhue	Cerca de Grenoble			45; 47,5 cimientos	74,7	78	78	83	83	18	4	1,55	22	Ninguno				130	R. V.	Mesnager	Bonnet: *Barrages*, tomo I	Presa compensada. (Véase fig. 621, p. 735.)
	4	Sautet				125	65			57	23,4	16,45	2	0,52		Ninguno					R. C.	Mesnager	*Revue Général de l'Electricité*, 29 octubre 1927	Presa laminar compensada; cinco arcos de hormigón armado. (Ver fig. 657.)
	5		Marège, río Dordogne			70 a 14				42; 47,5	52	1,20; 1,35	1,50					Hormigón armado			R. C.			
Presas en Suiza	1	Fully	Lago Fully, cantón Valais	1909-17	Energía	12,2			109	150	150	6			30,45	Ninguno				4,86	R. C.	A. Boucher	*Schweizerische Bauzeitung*, 1922, pág. 247	Arco elevado en 1917. Paramentos de sillería.
	2	Amsteg	Río Reuss, cantón Uri	1922	Energía	30,5	29,25	38,5	65,85	18,5	14	3,5	1	1	12	Uno gravedad	250	Mampostería granítica	Granito	0,197	R. V.	Eggenberger	*Schweizerische Bauzeitung*, 1925	Arco con juntas mortero. Paramentos sillería granítica.
	3	Broc	Río La Jogne, cantón Fribourg	1918-21	Energía	52,1	76,2	116	161,5	38,5		22,5	2	1,45	30,45-E.	Uno gravedad		1: 2: 3,2; 1: 2,8: 4,5; 1: 3,2: 5,1	Caliza jurásica	11	R. V.	A. Rohn, A. Stucky y H. Grüner	*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 1922	
Presas en España	1	Almansa	Almansa, Albacete	1586	Riego	20,70				26,25	26,25	3,98 a 8,20; 10,30	3					Mampostería			R. C.		Degove: Tabla II	Véase fig. 609, p. 727.
	2	Elche	Alicante	Siglo XVI	Riego	23,20				62,60	62,60	12	9					Mampostería			R. C.		Degove: Tabla II	Véase fig. 610, p. 728.
	3	Relleu	Alicante	Siglo XVI	Riego	20						10	10					Mampostería			R. C.			Véase fig. 585, p. 701.
	4	Montejaque	Río Gadnares, Málaga	1923-24	Energía	73,5	70	87	87	39	22	17,5	3	0,95	11	Ninguno	28 000	Hormigón colado; 1: 6,5	Caliza	40	R. V.	H. Grüner	*Revista de Obras Públicas*, 1927, pág. 124	
	5	Alloz	Alloz, Navarra	1929	Energía	61	67	76	106	45		17,2	1,50	1,1	35-E.	Dos gravedad		Hormigón	Caliza	90	R. V.	E. Becerril	*Revista de Obras Públicas*, 1927, pág. 150	
	6	Peña	Garganta Isbert, Denia	En construcción	Riego	47				11	11	3	0,7		19	Ninguno		Hormigón	Caliza	17	R. V.	A. Peña	*Revista de Obras Públicas*, 1930, pág. 389	Presa de anillos independientes. (Véanse figuras 651 a 655.)
Presas en México	1	Huacal	Garganta Huacal, Sonora	1911-12	Abastecimiento	30,50	42,70		42,7	23,1	23,1	3,92	1,29	1,4	16,7	Uno gravedad	3 160	Hormigón; 1: 2: 3,85	Caliza	3,33	R. C.	H. Hawgood	*Transactions A. S. C. E.*, 1915	Presa compensada, armada.
	2	Calles	Río Santiago	1927-28	Riego	66,6	93,5	101,66	283,4	74,8		12	2,65	1,4		Dos gravedad	50 000	Hormigón; 1: 2,5: 5	Roca	350	R. V.	A. M. Valdés y J. Hinds	*Civil Engineering*, agosto 1931	Presa-vertedero, en desplome.
Presas en arcos múltiples	1	Manila	Manila, Islas Filipinas	1913		29,85	30,5														R. V.	H. F. Cameron	*Engineering News-Record*, 13 agosto 1913, pág. 203.—E. Wegmann: pág. 430	
	2	Urayama	Río Urayama, Tokio (Japón)	1921		13,70				14,6											R. V.			
	3	Hartebeespoort	Río Cocodrilo, Pretoria (Transvaal)	1920-23	Riego	54,4; 59,4 cimientos	76	79	144	73,2	45,1	22	5	1,3	14,5	Dos		Hormigón			R. V.		*Engineering News-Record*, 5 junio 1924	Arco con estribo muy pesado en un lado.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXXVI

PRESAS DE BOVEDAS MULTIPLES

Reseña histórica.— Hemos visto en el capítulo anterior cómo puede modificarse el perfil de la cerrada por medio de estribos de gravedad, para acoplar lo mejor posible una presa-bóveda.

La misma idea, en el caso de valles anchos, da origen a las presas de contrafuertes y pantalla, ya de bóveda o planas.

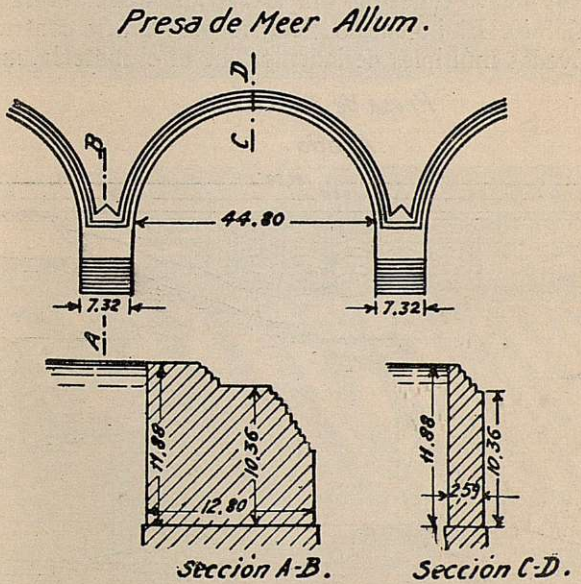


Fig. 658

Esta idea sugirió, sin duda, la presa Meer Allum, construída en 1800 para el abastecimiento de la ciudad de Hyderabad (India). De 15 m de altura, con 800 m de longitud, y formada por 21 arcos de luces que varían entre 21 y 44 m. La figura 658 representa el arco de mayor luz. Las generatrices son verticales. El espesor es, en casi toda la altura, 2,59 m, reduciéndose a 0,90 en la coronación. La figura 658 *a* representa un aspecto general de la presa.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

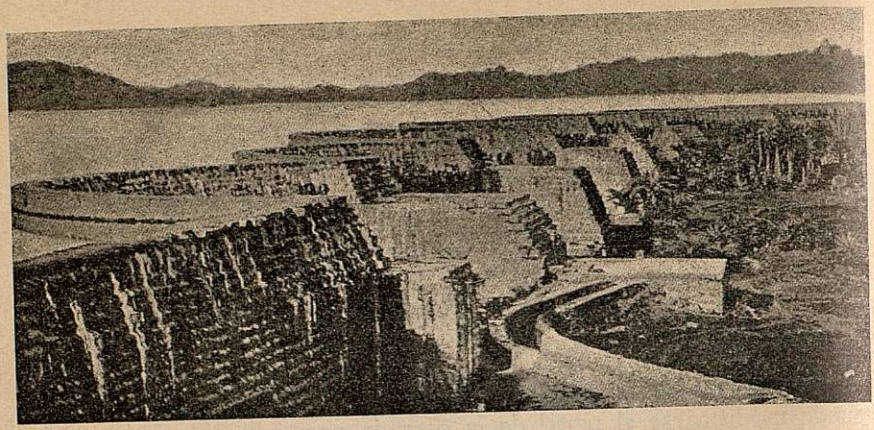


Fig. 658 *a*

Este ejemplo aparece aislado en un gran lapso de tiempo. En 1898 surge otro en Nueva Gales del Sur (Australia), en la presa de Belubula (fig. 658 *b*). El ingeniero Schulze proyecta y construye una presa de bóvedas múltiples de ladrillo, que es el material más bara-

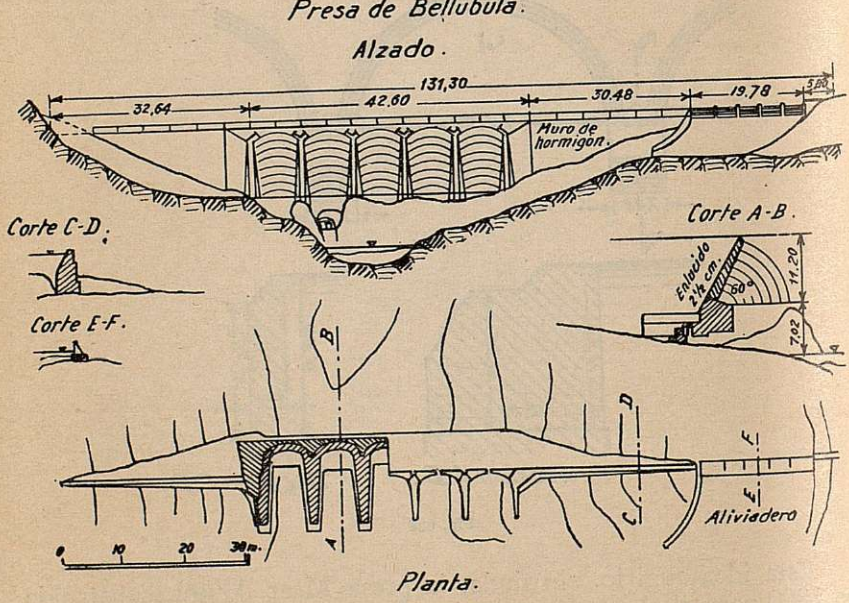


Fig. 658 *b*

to de la localidad. La presa tiene una altura máxima de 18 m y 130 m de longitud.

El tipo actual de presa de bóvedas múltiples fué ideado por Dickson, en 1892. En 1897, el ingeniero Goldmarck propone cons-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

truir una presa de este tipo en Ogden (Utah, E. U.), que debía tener 112 m de longitud y 31,50 m de altura por encima de cimientos, con pilas de 4,88 m de ancho y separadas 9,76 m. Las bóvedas verticales se impermeabilizaban con láminas de acero. Al parecer, no se construyó esta presa.

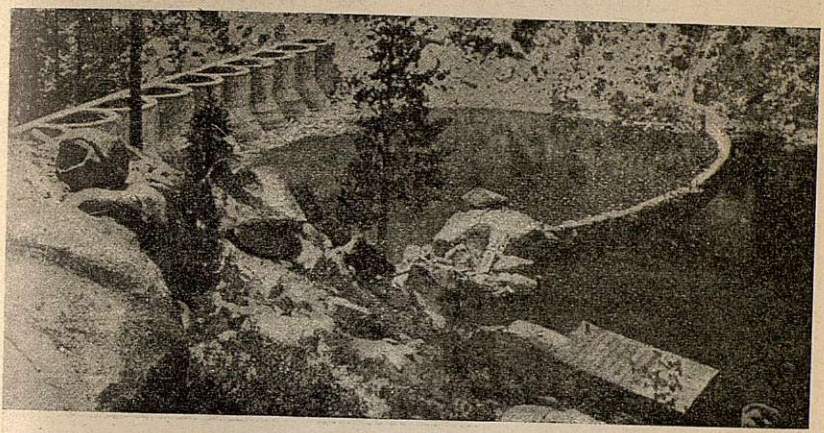


Fig. 659

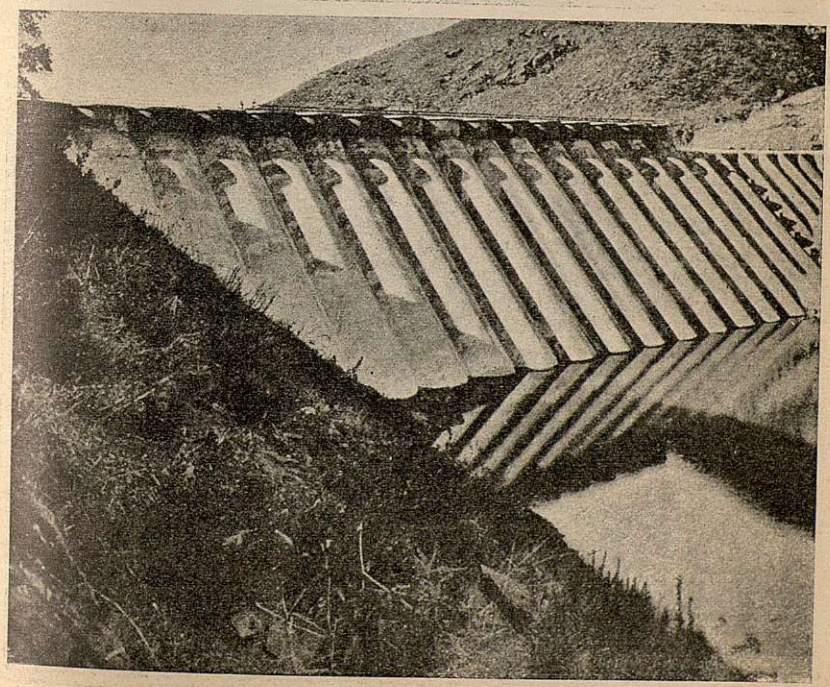


Fig. 660

FUNDACIÓN JUANELO TURRÍANO

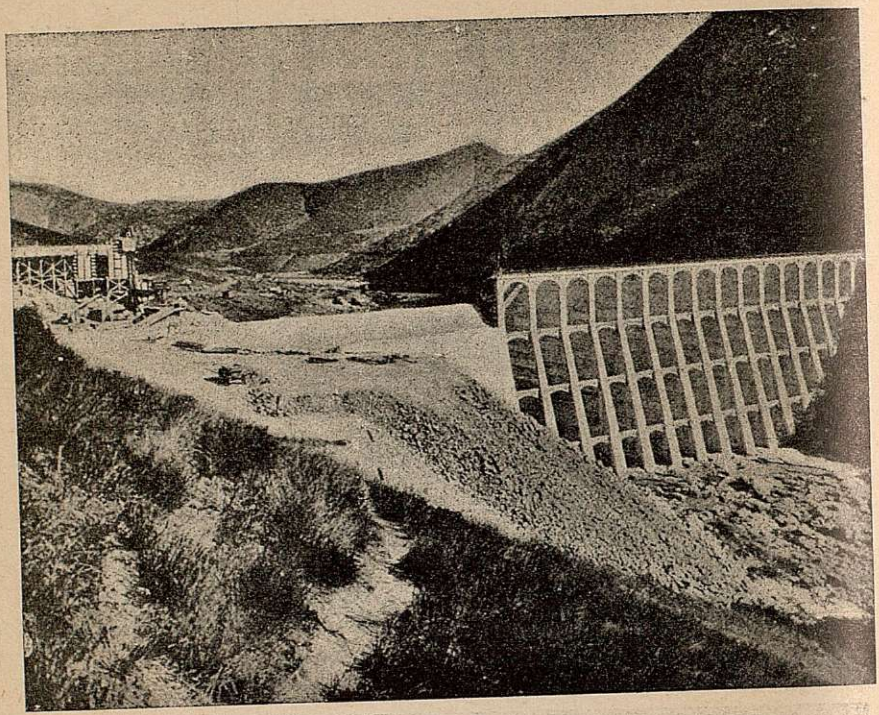


Fig. 661

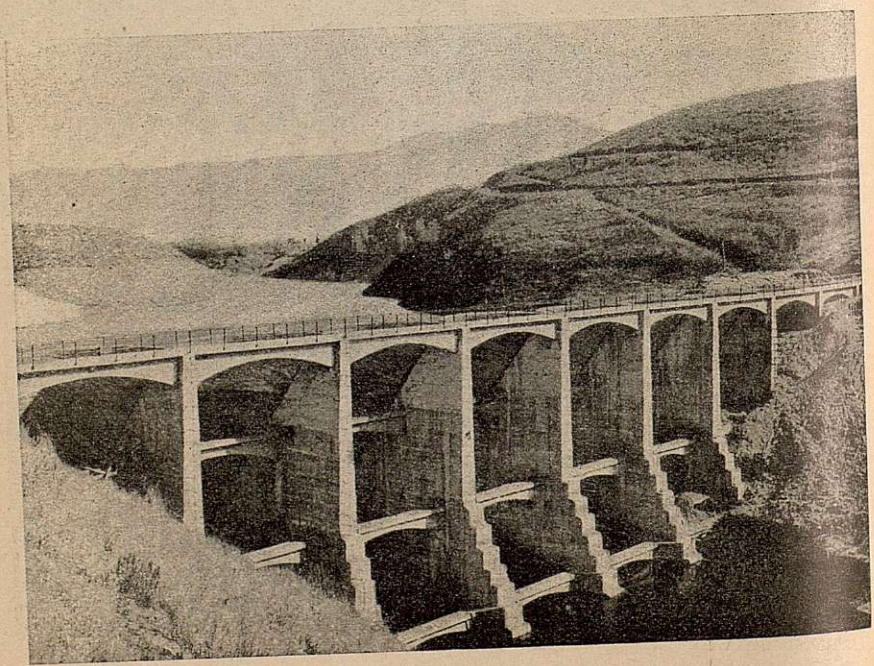


Fig. 662 *b*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Wegmann proyectó en 1900 una presa de ese tipo, de 48 m de altura, con un ahorro del 15 por 100 sobre el de gravedad. No se construyó ante las dificultades que hubiera llevado consigo en una época en que sólo se había aplicado a dos presas bajas.

Por entonces empieza a tener aplicaciones prácticas el hormigón armado, y se inicia su empleo en las construcciones hidráulicas. Utilizando éste, Ambursen, en 1904, patenta un tipo económico de presa de pantalla plana, y después, Eastwood, en 1908, construyó la presa del lago Hume, en Sierra Nevada (California). La longitud de ella es de 203 m, y su altura, de 18 m. El mismo

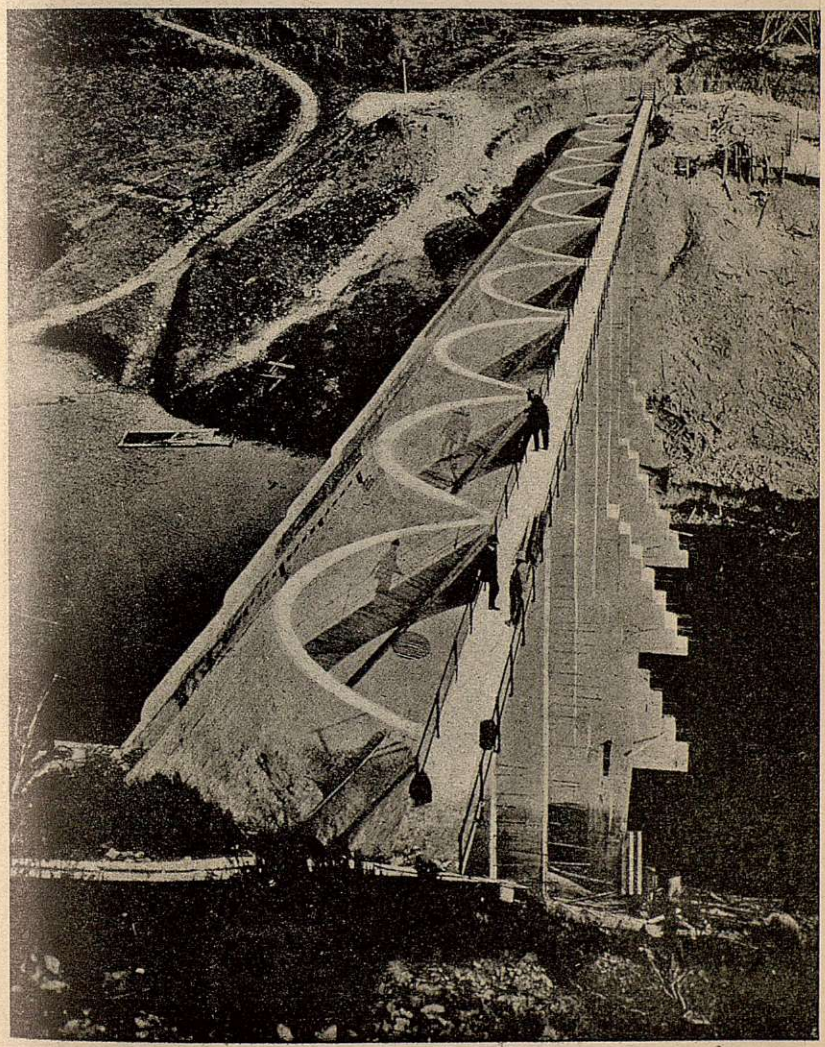


Fig. 662 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ingeniero construyó, en 1910, la presa de Bear Valley agua abajo de la presa-bóveda, y que inutiliza ésta, tenida por muy atrevida. La altura es de 27,40 m, y su longitud, de 105 m. La figura 659 indica una vista de las dos presas de Bear Valley.

Fig 663

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

También es autor Eastwood de otras 13 presas de este tipo, entre ellas las del lago Hodge (figuras 660 y 661), Mountain Dell (figuras 662 *a* y 662 *b*) y Murray.

La figura 663 representa la presa de Palmdale, de planta en dos alineaciones.

En Norteamérica e Italia, especialmente, se difunde bastante este género de construcciones.

Clasificación. — Dos son los tipos fundamentales, según sea la directriz de la pantalla, recta (tipo Ambursen) o curva, conocidas las últimas específicamente como presas de bóvedas o arcos múltiples; y recientemente ha aparecido el tipo de pantalla en cúpula.

El paramento agua arriba es generalmente inclinado, para aprovechar así el momento estabilizador del prisma de agua que sobre él insiste.

Se utilizan mejor las condiciones de resistencia del material en el tipo de bóvedas múltiples, y es interesante a este objeto seguir un razonamiento sencillo del ilustre maestro Zafra, dado en su conferencia del 1 de marzo de 1912, y publicada después con el título *El hormigón armado y los grandes embalses.*

Si suponemos una presa de pantalla plana, la carga superficial a una profundidad h será 1 000h kg/m², y si la separación entre contrafuertes es l, el máximo momento, estando la pantalla apoyada y para una zona de 1 m de ancho, es:

$$M = \frac{1}{8} pl^2 = \frac{1}{8} 1\,000hl^2 = 125hl^2$$

y con una cuantía económica $\left(\text{relación de secciones } \frac{\text{armadura}}{\text{hormigón}}\right)$ de 0,008, el canto será con armadura asimétrica (tabla VI, Zafra, *Hormigón armado)* y cargas 45 y 1 200 kg/cm².

$$c = 0{,}00364\sqrt{M} \qquad c = 0{,}92e$$

$$e = 0{,}00396\sqrt{M} = 0{,}0443l\sqrt{h}$$

medida normalmente.

Si a la losa plana la sustituímos por un semianillo circular de diámetro l, el espesor necesario para resistir la carga de agua en régimen de compresión, suponiendo que las flexiones producidas por el efecto de temperatura y por la separación de la fibra media del antifunicular de las cargas la resiste con exceso el armado, será en el sentido normal a la inclinación del paramento agua arriba:

$$e' = \frac{h\,\frac{l}{2}}{45 \times 10} = \frac{h \cdot l}{900}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y la relación de volúmenes será:

$$\frac{0{,}0443\, l\sqrt{h}\cdot l}{\frac{\pi}{2}\, l\cdot\frac{h\cdot l}{900}} = \frac{0{,}0443\cdot 1\,800}{\pi\cdot\sqrt{h}} \diamond \frac{25}{\sqrt{h}}$$

para $h =$	10	20	30	40	50	60 m	el volumen de la pantalla
es	7,9	5,6	4,6	4	3,5	3,2	veces menor.

Ventajas de estos tipos de presas. — La ventaja principal que se atribuye al tipo de bóvedas múltiples es el de la economía en volumen de fábrica y coste total de la construcción. Esta economía procede de que, en virtud de disponerse el paramento de agua arriba inclinado, entra a contribuir a la estabilidad el prisma líquido que insiste sobre aquél. Para demostrar la importancia de este efecto favorable, Luigi Kambo, apologista de este tipo de presas en Ita-

Comparación entre las presas de gravedad y bóvedas múltiples.

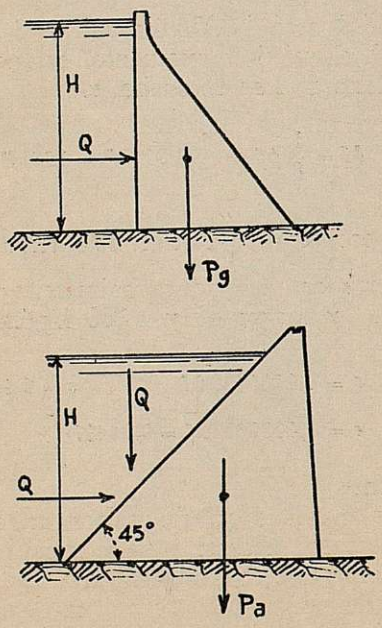


Fig. 664

lia, hace el sencillo cálculo siguiente: Supongamos dos presas de igual altura; una, de gravedad, y otra, de bóvedas múltiples de generatrices inclinadas 45° (fig. 664). Determinemos en ambos casos el peso necesario de la construcción, para resistir al desliza-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

miento. Llamemos f al coeficiente de rozamiento. En el primer caso tendremos:

$$P_g \cdot f = Q$$

En el segundo,

$$(P_a + Q)f = Q$$

De donde

$$P_g = P_a + Q \qquad \frac{P_a}{P_g} = 1 - \frac{Q}{P_g} = 1 - f$$

Si suponemos que

$$f = 0{,}66 = \frac{2}{3} \qquad \frac{P_a}{P_g} = \frac{1}{3}$$

Es decir, que para obtener el coeficiente 1 de estabilidad en la

Perfil práctico de Wegmann nº3.
Comparación con el perfil triangular.

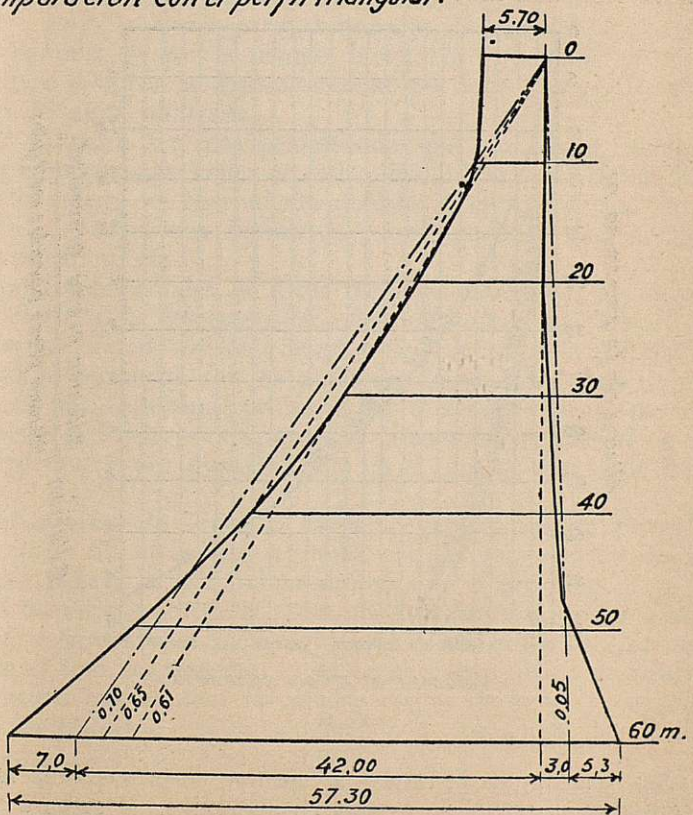


Fig. 664 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tendencia al deslizamiento se necesita que la presa de gravedad tenga tres veces más peso que la de bóvedas múltiples.

Aunque el precio unitario de la fábrica es mayor en la presa de bóvedas múltiples que en la de gravedad, esta diferencia no llega a compensar el mayor coste de la última. En las presas de Coghinas, de gravedad, y Tirso, de bóvedas múltiples, la relación de los precios de hormigón fué de 1 : 1,45, y aplicada a la relación de pesos antes encontrada, resulta, aproximadamente, una de coste de 2 : 1.

A esta misma relación llega Zafra en su folleto antes citado (página 103).

Noetzli llega a análoga conclusión, y da un gráfico comparativo entre los volúmenes de una presa de gravedad (Wegmann, perfil práctico núm. 3, fig. 664 *a*) y una de bóvedas múltiples del tipo de la presa de Horseshoe (fig. 689). Ambas curvas se han hallado para un ancho de 18 m (fig. 665). Aunque la relación en volúmenes es del orden de 4 : 1, al ser mayor el coste de la unidad de obra de la presa de bóvedas múltiples, se reduce al 50 por 100 solamente la economía final.

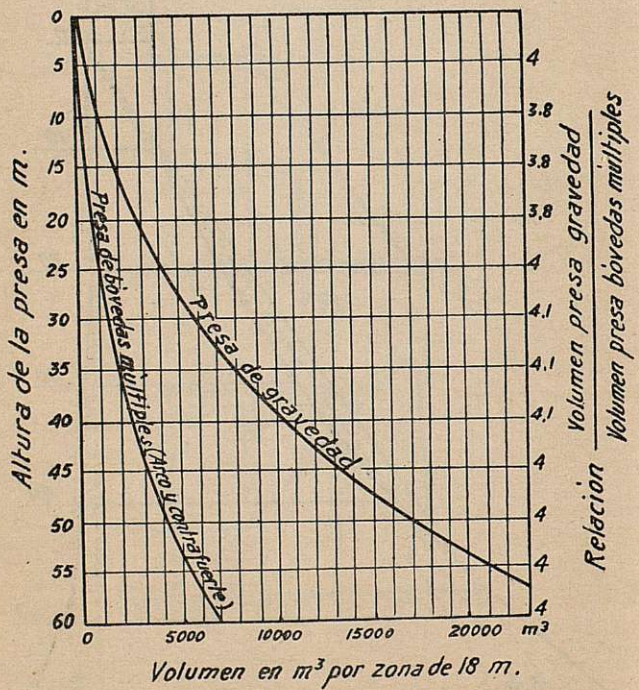


Fig. 665

Otra ventaja que se adjudica este tipo de presas es la rapidez de construcción por el poco material que exige. Se suma a ella la interrupción mínima del curso de agua limitada al tiempo necesa-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rio para voltear la última bóveda. Otra ventaja es el ser una presa sincera, ya que por su superficie expuesta a la vista, desde agua abajo, cualquier profano puede enterarse de los defectos, lo que no ocurre en la presa de gravedad. Además, su cálculo, aunque laborioso, es más satisfactorio, porque deja la convicción de acercarse más a la realidad que el de la presa maciza.

En los contrafuertes, la resultante a embalse vacío o lleno pasa cerca del centro de la base, y la máxima presión se acerca a la media y actúa casi uniformemente en toda la base.

Elimina la subpresión, y aun puede construirse en terrenos permeables colocando rastrillo agua arriba y solera entre contrafuertes agujereada (en presas de poca altura, generalmente).

Denuncia rápidamente, caso de existir, las fugas de agua entre contrafuertes, pudiendo remediarse inmediatamente el daño.

Inconvenientes de este tipo de presas. — Señala Fantoli *(Energia Elettrica,* octubre 1924) los siguientes:

1.º Un pequeño desgaste o corrosión en una parte de la bóveda, un material averiado por sí mismo o por el hielo, el asiento parcial de un solo contrafuerte, la fisura de un arco, etc., son causas probables de la ruina de toda la estructura.

2.º Bajo la fuerte carga hidráulica, la permeabilidad dañosa de la pantalla es, con el tiempo, inevitable, y probable en los climas fríos y duros la descomposición del hormigón por la congelación del agua infiltrada.

3.º Pueden ser más perjudicadas por posibles acciones violentas e imprevistas, como un golpe de alud, la caída de un bloque desde la ladera, un corrimiento de ésta, el choque de un témpano flotante, el ataque con explosivos por un malvado, una bomba de avión enemigo, etc.

Son fundamentales de estos inconvenientes dos: las filtraciones y el efecto de descomposición del hormigón por el hielo.

Permeabilidad. — Dos efectos cabe separar en las filtraciones: la pérdida de caudal, con las consecuencias dañosas que éste puede producir por su misma pérdida y por el arrastre de las partículas a través o por debajo de la presa, y la subpresión. Esta tiene escasa importancia, por ejercerse sólo en el espesor escaso de las bóvedas.

En la presa de Tirso, el caudal de aguas filtrada alcanzó un máximo de 55 litros por segundo, con 53 m de carga de agua (5,4 por debajo de la máxima admitida en el proyecto).

Al menor espesor de la presa une también este tipo una mayor superficie en contacto con el agua, que es del orden de 2,25 mayor que en el tipo de gravedad, y es en ella muy difícil de anular la infiltración, que aumentará con las cargas de agua, y que disminuirá seguramente con la colmatación de los poros por las materias que lleva en suspensión aquélla.

Se han empleado diversas materias para impermeabilización del paramento agua arriba; todas, con el tiempo, llegan a ser

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

permeables, por la dificultad de anular en ellas las grietas que surgen por el efecto del fraguado y variaciones de temperatura.

En la presa de Vöhrenbach se ha empleado un revestimiento de gunita armada de 4 cm de espesor, unida la armadura al cuerpo de la bóveda por estribos. La misma idea preside las Normas Italianas. Collier (*Proceedings A. S. C. E.*, pág. 299, 1926) se muestra partidario de este revestimiento, con espesor de unos 5 centímetros, y armado en las dos direcciones, del 0,3 al 1 por 100, según la mayor o menor dureza del clima.

Descomposición del hormigón por la congelación del agua infiltrada. — Al generalizarse la construcción de estas presas se han hecho algunas ubicaciones inadecuadas, especialmente por lo que afecta a la altitud y consiguientes rigores del clima.

Destacan los siguientes ejemplos en Norteamérica:

	Altura	Altitud
Presa del lago Gem.....	25 m	2 700 m
» de Agnew.....	12 »	2 550 »
» de Bear Valley...	21,6 »	2 023 »
» de Mountain Dell.	30 »	1 650 »

En la primera de las citadas, por efecto de las bajas temperaturas a que por la altitud quedaba sometida la presa, que llegaban hasta — 30° centígrados, el agua que se filtraba a través de la sutil capa de hormigón, o que empapaba éste, al congelarse, lo desintegró. Se hizo una primera reparación, enluciendo el paramento de agua arriba con material hidrófugo; pero las inevitables grietas que en éste se formaron, por los efectos de temperatura, continuaban dando paso al agua, y el fenómeno de desintegración siguió produciéndose, y para remediarlo se adoptó el adosar al paramento de agua abajo un macizo de hormigón, que convirtió la presa en tipo de semigravedad (fig. 666), contribuyendo a anular o disminuir la permeabilidad de la presa y a que las bajas temperaturas del paramento de agua abajo no se transmitieran al de agua arriba. (Para más detalles del proceso de este fenómeno puede verse el capítulo de "Rotura de presas", y además, *Revista de Obras Públicas* (1926) y *Proceeding of the American Society of Civil Engineers* (1925), septiembre, diciembre, enero y marzo de 1926).

En la presa de Agnew, construída al mismo tiempo que la de Gem, y que difiere sólo en 150 m en altitud, con rigores análogos del clima, no se desintegró el hormigón. Se atribuye esto a que esta presa (de sólo 9 m de altura máxima sobre el lecho del cauce), en invierno, queda agua abajo completamente cubierta por la nieve, que la abriga contra los grandes descensos de temperatura.

También en la presa de Mountain Dell (fig. 662), de 30 metros de altura, elevada luego a 42, y en la que las temperaturas

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Planta y cortes de la presa de Gem

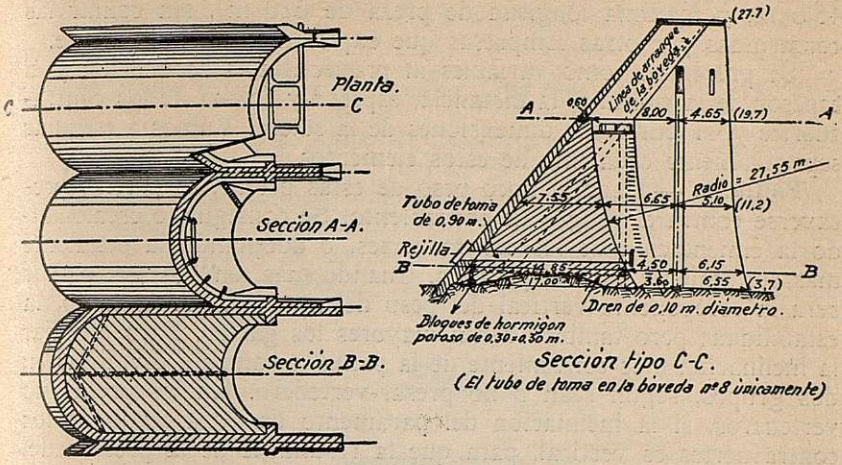


Fig. 666

extremas inferiores son del orden de — 25°, se produjeron desintegraciones del hormigón por la misma causa. El remedio consistió en adosar al paramento de agua arriba una membrana asfáltica de unos 25 mm de espesor, hecha de varias capas y colocada en los 30 m inferiores (*Engineering News-Record,* 31 de marzo de 1927).

Por todo esto, se saca el convencimiento de que la presa de bóvedas múltiples no es apropiada para grandes altitudes, sujetas, por su situación, a muy rigurosos descensos de temperatura, y quizá para estas alturas sea más conveniente el tipo de escollera.

Presas de pantalla plana.

Es la presa de contrafuertes con pantalla de directriz rectilínea, generalmente empleada en presas de poca altura.

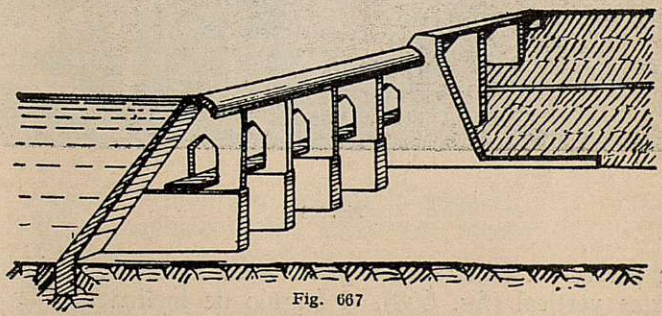


Fig. 667

La idea fué llevada a la práctica por Nils Ambursen, en 1904, patentando esta forma de dique económico y estáticamente bien

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

concebido (fig. 667). Hasta junio de 1925, la Ambursen Construction Co., de Nueva York, había construído en América 138 presas, con una longitud total de 17 800 m (altura máxima de 45,6 m, y máxima longitud de presa de 610 m), sin contar las construídas por otras Empresas que explotan la misma patente.

Se presentan como variables al proyectista la inclinación y el espesor de la pantalla, la distancia, espesor y forma de los contrafuertes y, si existe, las dimensiones de la solera. Vamos a estudiar separadamente cada uno de estos elementos.

Pantalla. — Dado el poco peso de estas presas, es preciso precaverse contra el peligro de corrimiento. Se consigue, o escalonando la cimentación de los contrafuertes, o adoptando la pendiente más conveniente para la pantalla. Cuando más tendida sea, mayor será la componente vertical del peso del agua, y, por lo tanto, la estabilidad; pero también serán mayores los gastos. Para estudiar la inclinación más conveniente de la pantalla vamos a dividirlas en dos grupos, según sean o no presas-vertedero. En las presas no vertederos, si la inclinación del paramento de agua abajo de los contrafuertes es vertical, para que la resultante de la presión del agua pase por el extremo agua abajo del núcleo central, la inclinación ha de ser de 45°.

Si el paramento agua abajo de los contrafuertes es perpendicular a la pantalla, la resultante de las presiones del agua pasa siempre por el vértice agua arriba del nucleo central, cualquiera que sea la inclinación de la pantalla.

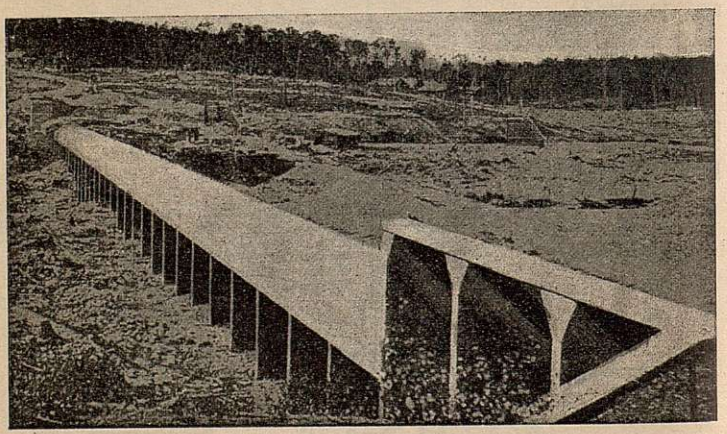


Fig. 668

En presas-vertedero con el paramento agua abajo de los contrafuertes vertical (fig. 668), el ángulo de inclinación de la pantalla, para que la resultante de las presiones del agua pase por el extremo agua abajo del núcleo, depende de la altura h_0 de la lá-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mina de agua y de la altura h de la presa, y su valor fácilmente obtenible es:

$$\cos \alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{h + 3h_o}{h + 2h_o}}$$

Para distintos valores de $\frac{h_o}{h}$ el valor de α está entre 42 y 45°. Con el paramento de agua abajo de los contrafuertes inclinado, para obtener una repartición más regular de las presiones en ellos, la pantalla de agua abajo se une a la de agua arriba, formando un ángulo agudo, en vez de uno recto, y de este modo el punto de paso de la resultante de las presiones se acerca al punto medio de la base. En la figura 669 se observa lo indicado, y representa la presa de Ellsworth.

Presa Ellsworth.

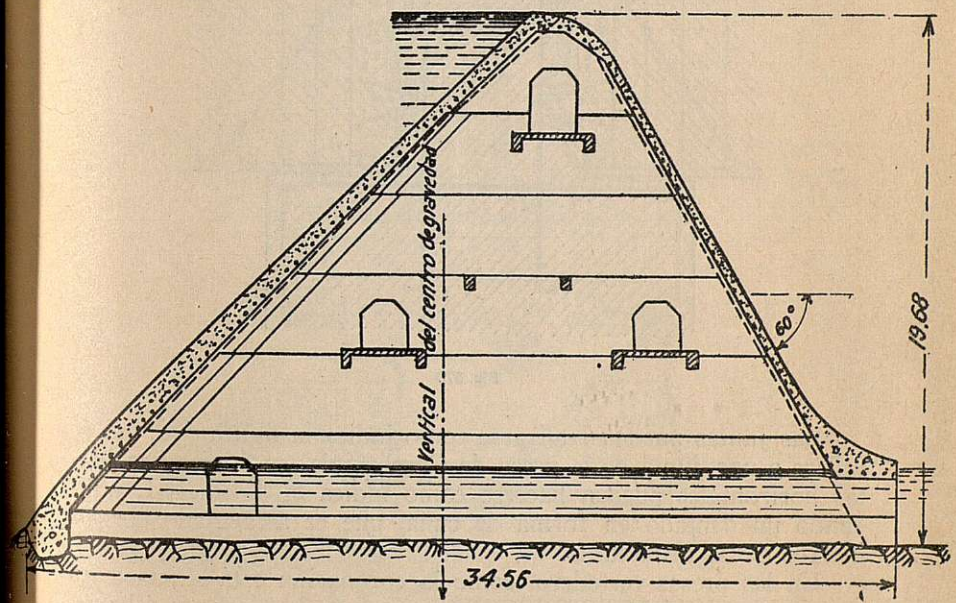


Fig. 669.

La Compañía Ambursen da, por lo general, a la pantalla de agua arriba una inclinación 1/1 en terreno rocoso, 6/7 en terreno flojo, y únicamente bajo condiciones muy desfavorables, da inclinaciones mayores.

Aunque parece más conveniente construir la presa como una placa continua, apoyada en los contrafuertes, puesto que ahorra

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

material y suprime juntas, el tipo preferido hoy es el de placas independientes apoyadas en los contrafuertes, por ser de más fácil ejecución y por responder sin peligro a los desiguales asientos de aquéllos. Pueden hormigonarse en un taller adosado a la obra y transportarlas con grúas hasta su sitio. El hormigón debe ser de dosificación más rica en el paramento de agua arriba. En previsión de los efectos de corrosión de los hierros, deben evitarse las placas delgadas; los espesores no deben ser inferiores a 30 centímetros, para que puedan permitir una distancia relativamente grande de los hierros al paramento mojado.

La Compañía Ambursen hizo público, con motivo de los trabajos de reconstrucción de la presa de Ellsworth, que las armaduras de hierro aparecieron con la superficie brillante, sin manifestar en ningún punto señales de ataque por el óxido.

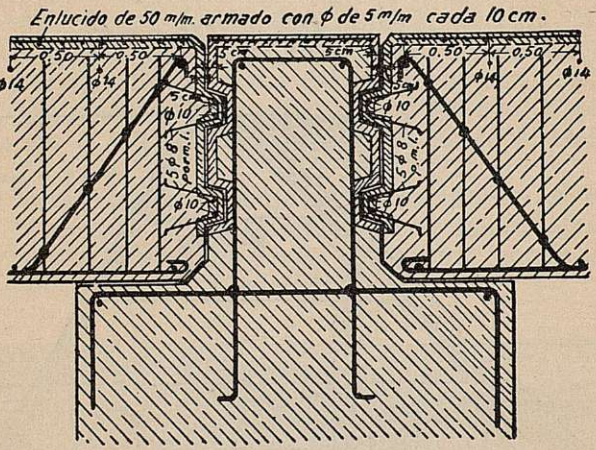


Fig. 670

Las juntas pueden realizarse como indica la figura 670, que se refiere a una junta de la presa de Combamala, en Italia. Las juntas horizontales pueden hacerse como indica la figura 671, utilizando un dentado en forma de cuña, que es atravesado por los hierros de las armaduras.

En las presas-vertedero, como la coronación está sujeta a los ataques de los hielos y de los demás cuerpos flotantes, se debe redondear, reforzándola por el interior, y si el desgaste es enérgico, puede protegerse con piezas de madera recambiables.

Debe dársele al paramento agua abajo el perfil de la lámina vertiente (ver tomo I, perfil Creager, pág. 172), o evitar el efecto de vacío y las consiguientes vibraciones que produce a la presa por medio de una aducción de aire, agujereando esta pantalla de agua abajo.

En la unión de la pantalla con el zócalo debe precaverse el efec-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

to de empotramiento con una fuerte armadura (fig. 672), puesto que la flexión está coartada en esa región (ver Peña: *Mecánica Elástica,* pág. 389 y fig. 137).

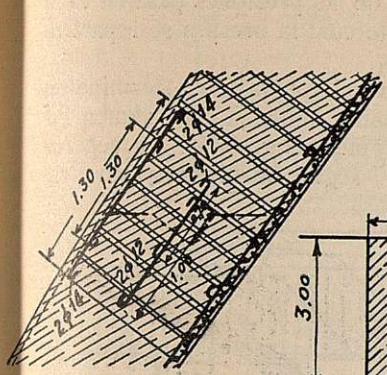


Fig. 671

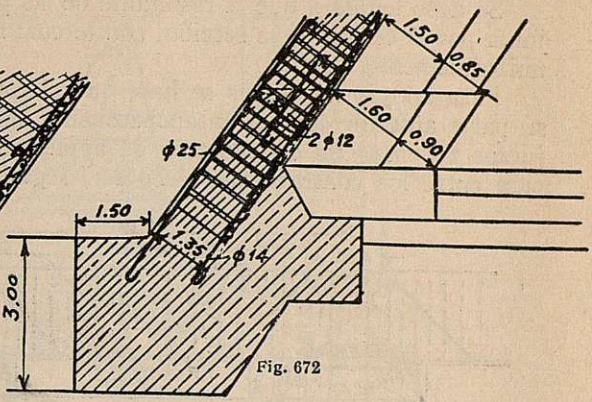


Fig. 672

Contrafuertes. — En las presas que no vierten por la coronación, el talud del paramento agua abajo de los contrafuertes forma

Presa Guayabal (Puerto-Rico)

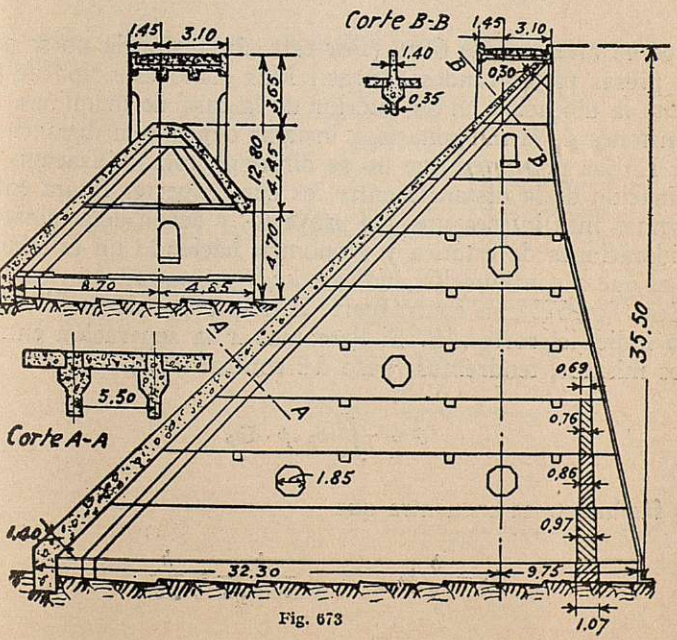


Fig. 673

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

un ángulo de 75° a 90° con la horizontal. Frecuentemente la suma de las dos inclinaciones se toma igual a uno. Actualmente se deja en cada punto la longitud necesaria para la estabilidad, con lo cual el contrafuerte adquiere una forma curva, como indica la figura 673.

Se debe tender a que la resultante de las presiones pase en cada junta por el centro de la sección, con lo cual la presión se repartirá uniformemente en ella.

Para apoyar las placas se hace que el contrafuerte termine en su parte anterior con un ensanchamiento, sobre el cual vienen las juntas rellenas con un mortero de asfalto (fig. 674). La separación entre los contrafuertes debe ser, según las normas america-

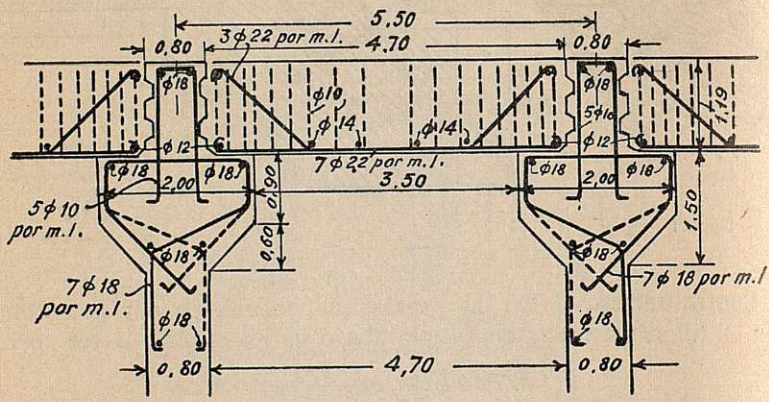


Fig. 674

nas, como máximo, de 6 m. (Por esta circunstancia no se prestan estas presas para grandes alturas.) Mas como este tipo de presas permite la ubicación en su interior de la casa de máquinas, de las dimensiones de la maquinaria a instalar depende la distancia entre ellos. En las presas en que no se disponga esta utilización, la determinación de la distancia entre los contrafuertes figura entre las incógnitas más interesantes del proyecto, y deben determinarse por consideraciones de estática y economía, haciendo un estudio parecido al que a continuación indicamos:

Sea (fig. 675) un contrafuerte de una presa de perfil trapecial, como indica el corte AB. Si llamamos x la separación entre ejes de los mismos, tendremos: peso del contrafuerte,

$$G = \gamma \int_o^h b_p \cdot p \cdot dh_p$$

pero fácilmente se encuentra que

$$b_p = \frac{b}{h} h_p \qquad \frac{h_o}{h + h_o} = \frac{k}{p_o}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

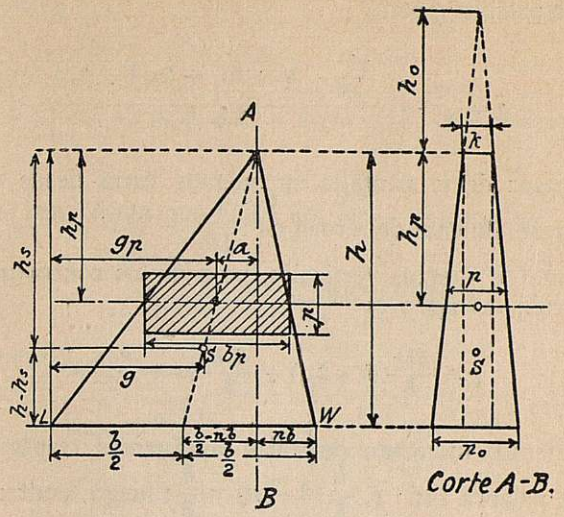


Fig. 675

de donde

$$h_o = \frac{kh}{p_o - k}$$

además, como

$$\frac{h_o}{k} = \frac{h_o + h_p}{p} \qquad p = k + \frac{h_p \cdot k}{h_o}$$

y tendremos, sustituyendo en esta última, en vez de h_0, el valor antes hallado,

$$p = \frac{kh + h_p p_o - h_p k}{h}$$

luego el peso será

$$G = \gamma \int_o^h b_p \cdot p \cdot dh_p = \gamma \int_o^h \frac{b}{h} \cdot h_p \cdot \left(hk + h_p(p_o - k)\right) \frac{dh_p}{h} = \frac{bh\gamma}{6}(k + 2p_o)$$

Si tomamos momentos de estos pesos respecto a L, como

$$g_p = b - nb - a \qquad a = \frac{b_p}{2} - nb_p \qquad b_p = \frac{b}{h} h_p$$

$$g_p = \frac{b}{2h}\left(2h(1-n) - h_p(1-2n)\right)$$

de donde

$$M_p = \gamma \int_o^h p \cdot b_p \cdot dh_p \cdot g_p = \gamma \int_o^h \left(\frac{hk + h_p(p_o - k)}{h} \frac{bh_p}{h} \frac{b}{2h} \left(2h(1-n) - h_p(1-2n)\right)\right) dh_p$$

$$M_p = \frac{\gamma b^2 h}{24}\left(3k + 5p_o - 2n(k + p_o)\right)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el brazo de palanca g será

$$g = \frac{M_p}{G} = \frac{\frac{\gamma b^2 h}{24}\left(3k + 5p_o - 2n(k + p_o)\right)}{k + 2p_o}$$

El espesor de la pantalla suponemos varía desde cero a db, siendo d generalmente del orden de $\frac{1}{16}$.

La suma de fuerzas verticales, peso de los contrafuertes, pantalla y acción del agua es

$$p = \frac{bh\gamma}{6}(k + 2p_o) + \frac{dbh}{2}\gamma x + \frac{nbh}{2}x$$

Si tomamos momento de todas las fuerzas respecto a L, los brazos de palanca son: g, $\frac{b}{3}(3 - n)$ y $\frac{h}{3}$; luego tendremos

$$\Sigma M = \frac{\gamma b^2 h}{24}\left[3k + 5p_o - 2n(k + p_o)\right] + \frac{nb^2 hx}{6}(3 - n) + \frac{b}{3}(3 - n)\frac{dbh\gamma x}{2} - \frac{h^2 x}{6}$$

Si queremos que la resultante pase por el centro de la sección, entonces $\frac{b}{2} = \frac{\Sigma M}{P}$ y tendremos

$$b = 2h\sqrt{\frac{x}{\gamma(k + p_o + 6dx) + 2n(3x - \gamma k - p_o\gamma - 2nx - 2d\gamma x)}}$$

b es mínimo cuando el denominador N sea máximo, y suponiendo variable a n

$$\frac{dN}{dn} = 6x - 2\gamma k - 2p_o\gamma - 8nx - 4d\gamma x = 0$$

$$n = \frac{3x - k\gamma - p_o\gamma - 2d\gamma x}{4x}$$

y sustituyendo en la anterior

$$b_{\text{mín.}} = 2h\sqrt{\frac{x}{\gamma(k + p_o + 6dx) + 4n^2 x}}$$

Si quisiéramos que la resultante pase por el borde exterior del núcleo central

$$\frac{b}{3} = \frac{\Sigma M}{P}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y tendríamos

$$b = 2h\sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(5k + 7p_o + 24dx) + 2n(4x - \gamma k - p_o\gamma - 2d\gamma x) - 4n^2x}}$$

y de la misma forma que antes de $\frac{dN}{dn} = 0$ sacamos

$$n = \frac{4x - \gamma k - p_o\gamma - 2d\gamma x}{4x}$$

y sustituyendo

$$b_{\text{mín.}} = 2h\sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(5k + 7p_o + 24dx) + 4n^2x}}$$

Si quisiéramos que la resultante pasara entre el centro y el borde exterior del núcleo central,

$$\frac{1}{2}\left(\frac{b}{3} + \frac{b}{2}\right) = \frac{5b}{12} \qquad \frac{5b}{12} = \frac{\Sigma M}{P}$$

y de aquí

$$b = 2h\sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(4k + 5p_o + 21dx) + 2n\left(\frac{7}{2}x - \gamma k - p_o\gamma - 2d\gamma x\right) - 4n^2x}}$$

y sacando el valor de n de $\frac{dN}{dn} = 0$,

$$n = \frac{7x - 2\gamma k - 2p_o\gamma - 4d\gamma x}{8x}$$

y

$$b_{\text{mín.}} = 2h\sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(4k + 5p_o + 21dx) + 4n^2x}}$$

Si los contrafuertes fueran de espesor uniforme, bastaba hacer en las fórmulas anteriores $p_o = k$.

Ejemplo:

Sea $h = 30$ m y $\gamma = 2{,}4$ ton/m³. Queremos que la resultante pase por el medio de la sección. Supongamos

$$x = 8 \text{ m} \qquad k = 0{,}5 \text{ m} \qquad p_o = 3 \text{ m} \qquad \text{y} \qquad d = \frac{1}{16}b$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tendremos, por las fórmulas anteriores,

$$n = 0{,}4125$$
$$b_{\text{mín.}} = 37 \text{ m}$$
$$nb = 15{,}26 \text{ »}$$
$$db = 2{,}31 \text{ »}$$

$$\text{Peso de la pantalla } \frac{dbh}{2}\gamma x = 662\,000 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de los contrafuertes } \frac{bh}{6}(k + 2p_o) = 2\,886\,000 \text{ »}$$

$$\text{Peso del agua } \frac{nbh}{2}x = 1\,831\,000 \text{ »}$$

$$\text{TOTAL...} \quad 5\,379\,000 \text{ kg}$$

$$\text{Carga unitaria } \sigma = \frac{P}{bp_o} = \frac{5\,379\,000}{3\,700 \cdot 300} = 4{,}84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Empuje horizontal del agua } \frac{h^2}{2}x = \frac{30^2 \cdot 8}{2} = 3\,600\,000 \text{ kg}$$

$$\text{Carga media tangencial } \tau = \frac{3\,600\,000}{3\,700 \cdot 300} = 3{,}24 \text{ kg/cm}^2$$

Como ya indicamos en otras ocasiones, todas estas consideraciones no pueden servir más que como orientación. El proyectista deberá manejar el gran número de variables de que puede disponer para llegar a una solución racional y económica.

Cimentación.—De los 138 embalses construídos por la Casa Ambursen hasta 1925, 52 están cimentados sobre terrenos medianos, en los cuales se podía confiar poco a su resistencia e impermeabilidad, y que un estudio profundo de cada problema permitió crearlos sin que peligrara su estabilidad. En donde sea posible se debe llegar con la base ensanchada de los contrafuertes hasta el terreno impermeable, llegando también a él con un rastrillo continuación de la pantalla.

Si esto no es posible, se dispone una placa general de cimentación (en presas de poca altura, generalmente) que forma la solera, debiendo tomar precauciones para impedir su corrimiento y rotura. En donde el terreno se presente con estratificación horizontal o hacia agua abajo, debe prescindirse de la placa de cimentación.

Hay que combatir en ella la subpresión y las filtraciones.

La subpresión se combate por medio de pozos de drenaje y agujereando la placa de cimentación. Aunque eficaces, no bastan los pozos de drenaje para evitar las subpresiones, y recomienda Terzaghi, como complemento al drenaje producido por los agujeros de la placa, colocar entre ésta y el fondo una capa filtrante cuyos poros se agranden de abajo a arriba. También, para los orificios de la placa, es favorable la forma de embudo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las filtraciones se contrarrestan eficazmente por medio de un rastrillo en el paramento de agua arriba, que aumente su recorrido, y por las inyecciones delante del paramento de agua arriba

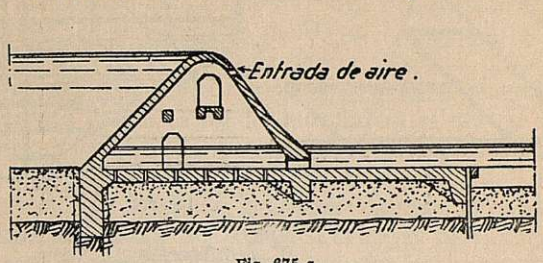


Fig. 675 *a*

En las presas-vertedero con solera se deja una comunicación agua abajo del nivel de agua con el interior de la presa, de modo que haya una cierta cota de agua sobre la solera que contribuye a la estabilidad (fig. 675 *a*), y a veces se ha colocado una capa de material árido.

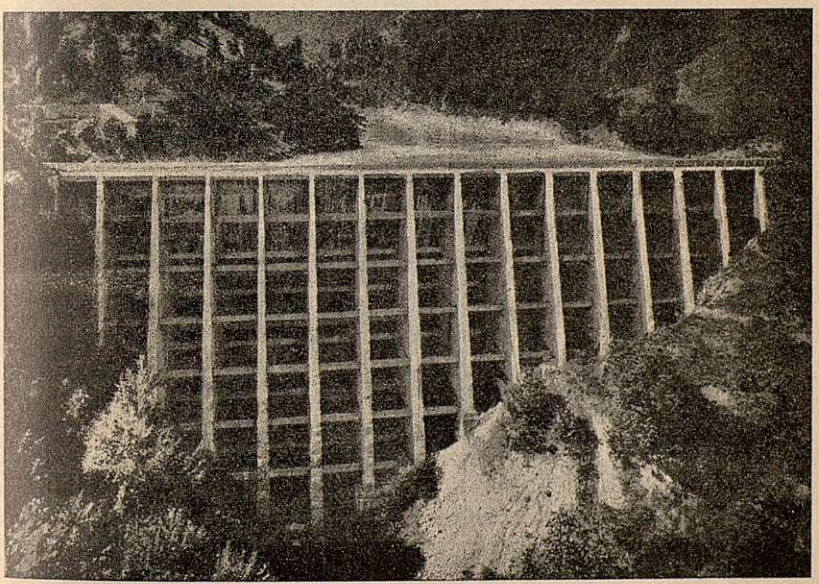


Fig. 675 *b*

Arriostrado. — Por tener más importancia en las presas de bóvedas múltiples lo estudiaremos después, valiendo para este caso las consideraciones que allí se hagan. Por la menor separación de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de carga fraccionada tipo Rüthenberg

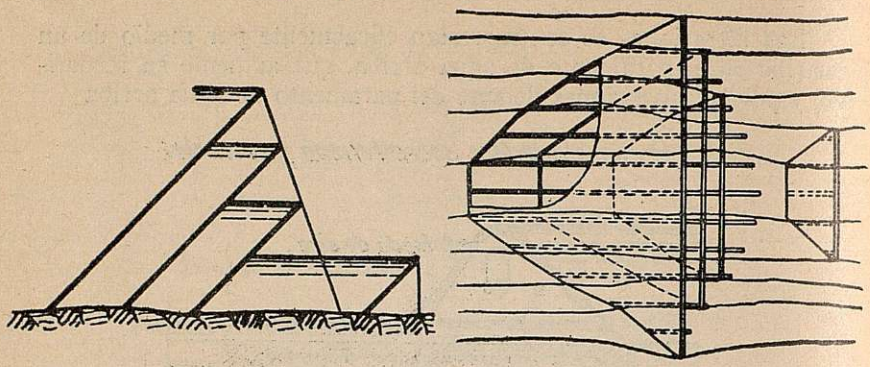
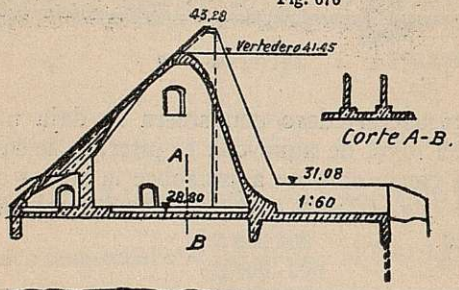
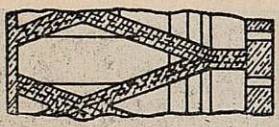
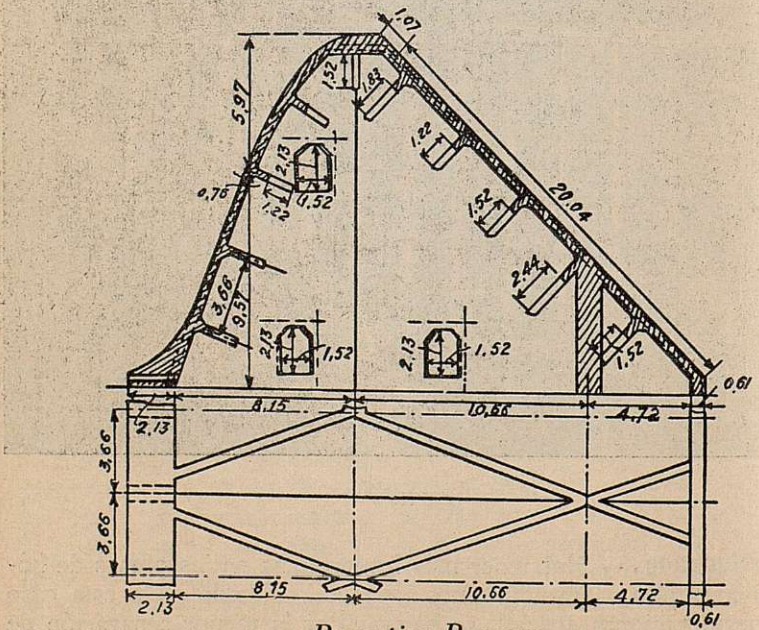


Fig. 676







Presa tipo Ransom

Fig. 677

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

contrafuertes, el tipo de arriostrado es el de vigas rectas generalmente, como puede verse en la figura 675 *b*, que indica la presa de Combamala, en Italia.

Tipos especiales.—El tipo de presa de carga fraccionada propuesto por Ruthenberg *(Annali Societá Ingegneri e Architetti*, 1914) es de pantalla plana, como muestra la figura 676. El desnivel entre dos embalses sucesivos es de 10 m.

En el concurso de la presa de Stony River se presentaron cuatro tipos: el tipo Ambursen corriente; el tipo Ransom, en el cual los contrafuertes están formados por tabiques que se cruzan formando rombos (fig. 677), y de cuyo tipo se han construído dos pequeñas presas de 10 m de altura, una de ellas, la de Paulins Bach (Nueva Jersey), con 90 m de longitud. Explota la patente la "Hydraulic Properties Co.", de Nueva York. El tipo Edge, que indica la figura 678, con contrafuertes en los mismos contrafuertes, mejora indicada para evitar la flexión lateral sin arriostrado. Y el tipo Morton, que indica la figura 679.

Presa tipo Edge.

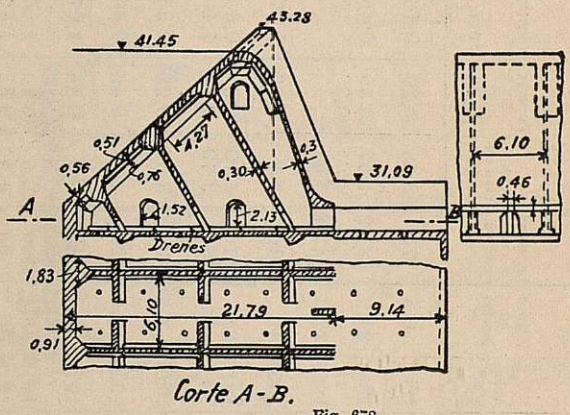


Fig. 678

Presa tipo Morton.

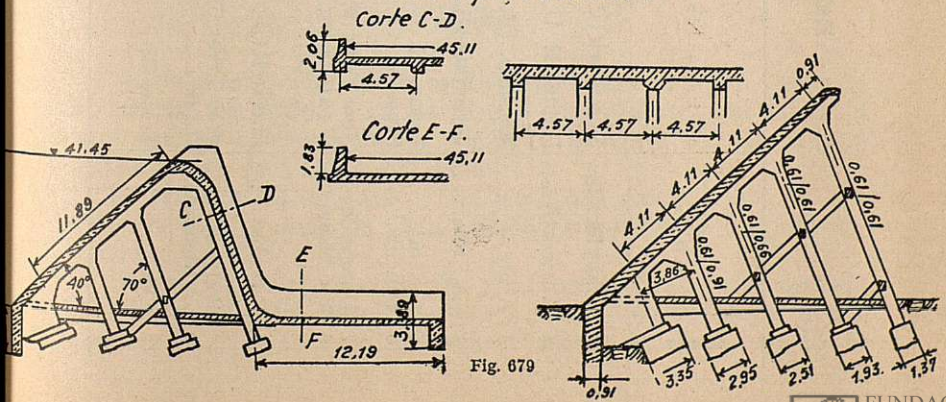


Fig. 679

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Referencia de algunas presas de pantalla plana construídas

Presas de pantalla plana

Número	Nombre de la presa	Localidad	Año	Altura en metros	Longitud en metros	Contrafuertes			Angulo con horizontal		Pantalla — Espesor en metros		Referencias bibliográficas
						Separación en metros	Espesor en metros						
							Coronación	Base	Paramento agua arriba	Paramento agua abajo	Coronación	Base	
1	Schuylerville.	New York (E. U.).	1904	8,5	75	2,46	0,30	0,46	45°		0,23	0,23	*Engineering News-Record*, 1905.
2	Ellsworth....	Maine (E. U.)....	1907	21,9	137,2	4,57	0,30	0,46	45	60°	0,36	0,95	*Engineering News-Record*, 1907.
3	Ashley.....	Massach. (E. U.)..	1908	12,5	141,7	3,66			42	78	0,25	0,56	*Engineering News-Record*, 1909.
4	La Prele.....	Wyoming (E. U.).	1909	41	110	5,5	0,35	1,27	40	82	0,30	1,37	*Engineering Record*, 1909.
5	Austin.....	Texas (E. U.)....	1915	25	170	6,10	0,6	0,6	42	60	0,7	0,7	E. Wegmann.
6	Tancua.....	Francia.....	»	7,3	35	3,70	1,1	1,1			0,20	0,25	Bonnet: *Cours de Barrages.*
7	Dansville....	New York (E. U.).	1910	3,5	37	3,05	0,25	0,25	73	45	0,18	0,61	
8	Río Stoney...	West Virginien (E. U.).....	1913	15,6	324	4,57	0,46	0,46	45	80	0,46	0,46	*Engeneering Record*, 1914.
9	Guyabal.....	Puerto Rico.....	1913	36,6	280	5,5	0,35	1,07	44	75	0,30	1,4	*Engeneering Record*, 1914.
10	Río Jordán...	Vancouver (E. U.).	1913	38,4	230	5,5	0,30	1,06	77	44	0,3	0,98	
11	Combamala...	Italia.....	1916	35	95	5,5	0,35	1,85	55	73	0,4	1,35	*Der Baningenieur*, 1921.
12	Cisco.....	Texas (E. U.).....	1923	30	265	5,4	0,35	1,05	45	76	0,38	1,50	*Engineering News-Record*, 1923.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presas de bóvedas múltiples.

La comparación con las presas de pantalla plana, antes indicada, da a las de bóvedas múltiples la ventaja, desde el punto de vista económico. Se ha llegado con las de bóvedas múltiples a más altura que con las de pantalla plana; pero, de todos modos, no son apropiadas ni unas ni otras para alturas considerables, y se debe avanzar con precaución y con aumentos sucesivamente escasos para obtenerlas mayores que las sancionadas ya por la práctica.

Es interesante el estudiar en ellas las bóvedas, contrafuertes, el arriostrado y la cimentación.

Bóvedas. — La inclinación de la bóveda debe ser de 45 a 50° con la horizontal, aumentando en el caso de buena cimentación y disminuyendo en el caso contrario. Desde el punto de vista constructivo es un inconveniente la inclinación de las bóvedas, por la necesidad de colocar oblicuamente las armaduras de los dos paramentos y por producirse durante el hormigonado juntas de trabajo horizontales, que son puntos débiles de la estructura.

Presa de Venina.

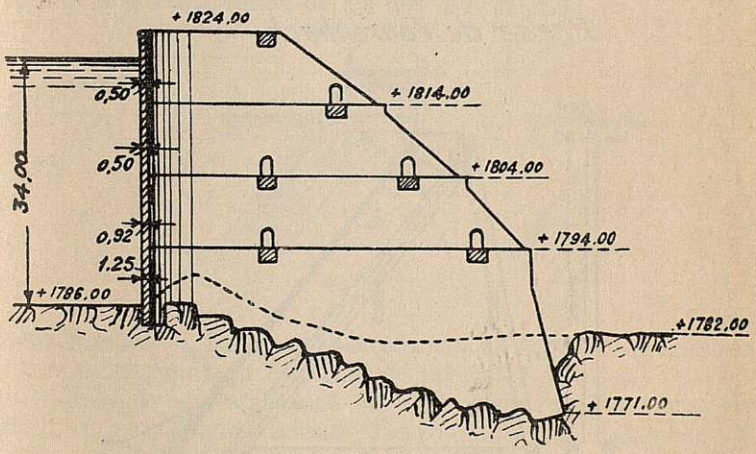


Fig. 680

Se evita esto, aunque no es disposición corriente, disponiendo las bóvedas verticales, y en ese caso el contrafuerte tiene un perfil cercano al parabólico, como se indica en la figura 680, que representa la presa de Venina, en Italia.

Se calculan las bóvedas por la teoría del arco elástico, ya por medio de las fórmulas de Cain o Guidi, citadas en el capítulo anterior.

Se consideran arcos normales a las generatrices, y como, dada la inclinación de las bóvedas, están a más profundidad los arranques que la clave del arco, la carga del mismo no es uniforme y el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

antifunicular de estas cargas se separa de la circunferencia, siendo una curva que con poco error se puede sustituir por una elipse de ejes muy poco distintos, con mayor semiluz que flecha.

Se puede tomar la directriz como circular por lo poco que se separa de ésta la curva de presiones, mucho más en los arcos profundos, en que influye poco esta variación de carga, por el distinto nivel de arranques y clave. Si se desea trazar el antifunicular puede hacerse, aproximadamente, como indica la *Mecánica Elástica,* de D. Alfonso Peña (pág. 385), o exactamente por puntos, como lo indica F. Lorente de Nó en la *Revista Matemática Hispano-Americana.* números 9 y 10, de 1930.

La posibilidad de mantener el radio constante hace que se pueda tender hacia ángulos que, a la vez que economía, permitan trabajar el material casi a compresión. El ángulo debe variar de 130° a 180°.

La luz de las bóvedas ha llegado a ser de 18 m en las presas de lago Pleasant, Sutherland y Big Dalton. Normalmente oscila de 10 a 15 m, y excepcionalmente la presa de Webber Creek tiene tres bóvedas, de 42,5 m la central y 28 y 26,5 las dos laterales, y la de Venina (fig. 680), con bóveda central de 33 m.

Presa de Vöhrenbach.

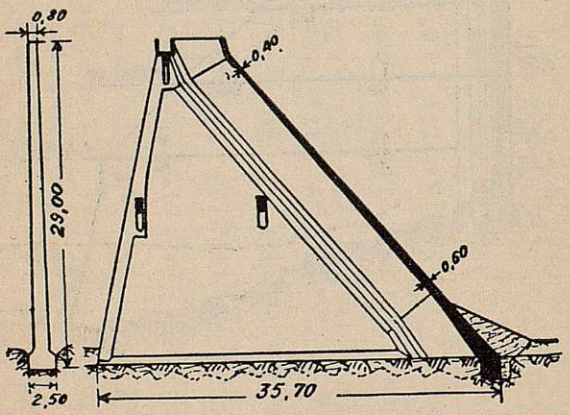


Fig. 681

El empotramiento inferior de la bóveda produce una perturbación en la flexión de la misma, por la superposición del efecto de ménsula, y esta distorsión, fácilmente calculable (ver Peña: *Mecánica Elástica,* pág. 389), puede contrarrestarse por medio de un armado longitudinal adecuado del acuerdo de la bóveda con la cimentación, que debe realizarse en forma parecida a la de la presa de Vöhrenbach, representada en la figura 681.

V. H. Cochrane ha propuesto el anular esta distorsión dispo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

niendo una junta, como indica la figura 682; mas esto crea siempre un punto débil más temible por su profundidad y consiguiente carga de agua.

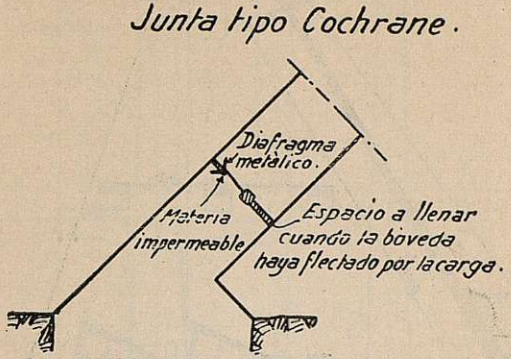


Fig. 682.

La figura 683 indica tres de los modos de realizar la coronación de la presa, no siendo muy recomendable la primera por dar origen a grietas en la unión de las dos alineaciones.

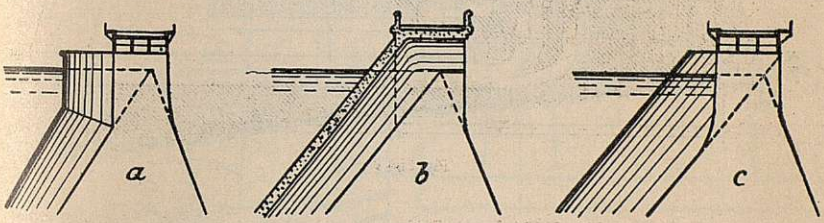


Fig. 683

Contrafuertes. — De su proyecto racional depende la máxima economía a conseguir en este tipo de presas.

El cálculo de su estabilidad se hace, como en las presas de gravedad, o por hiladas horizontales o aplicando el método de Pigeaud.

Se contrarresta la tendencia al deslizamiento escalonando la cimentación del contrafuerte y aun armándola. La tangente del ángulo que la resultante forma con la vertical debe ser inferior al coeficiente de rozamiento. Este lo fijamos, al estudiar los azudes (tomo I, pág. 177), en 0,75. Varía de 0,65 a 0,75, y en algunas presas, como las del lago Gem, lago Eleanor y Pleasant, se tomó el valor 0,80, que lo consideramos como muy fuerte.

En algunas presas italianas los contrafuertes son de mampostería (Tirso, figuras 684 *a* y 684 *b*, Scoltena, etc.). Generalmente son macizos, de hormigón, y a veces armados.

En cuanto a la forma, parece racional el tipo propuesto por Za-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

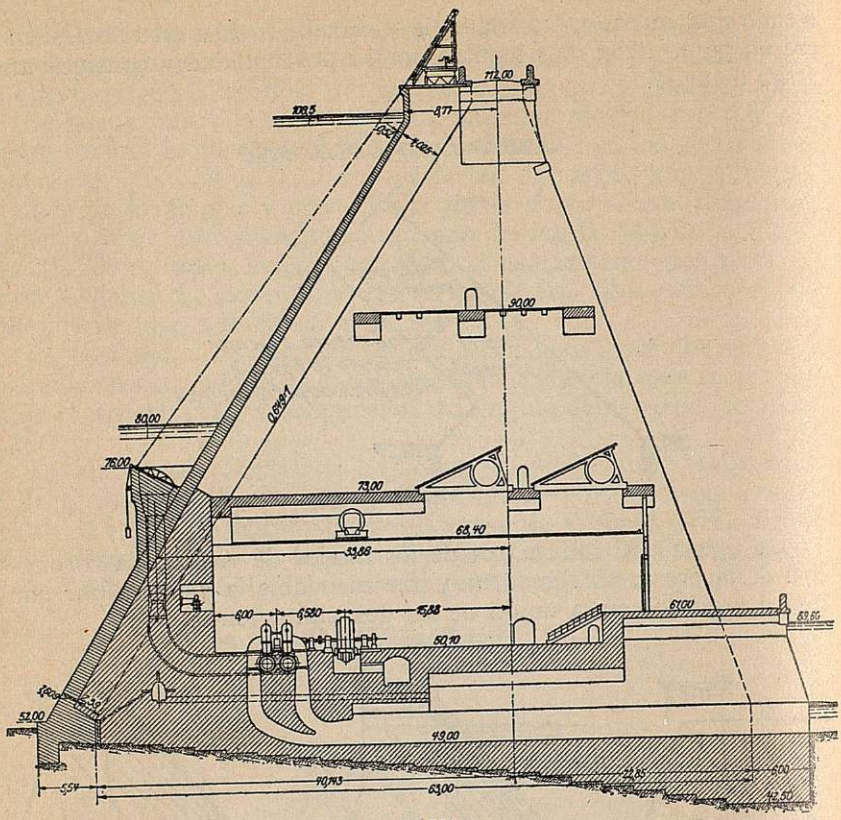


Fig. 684 *a*

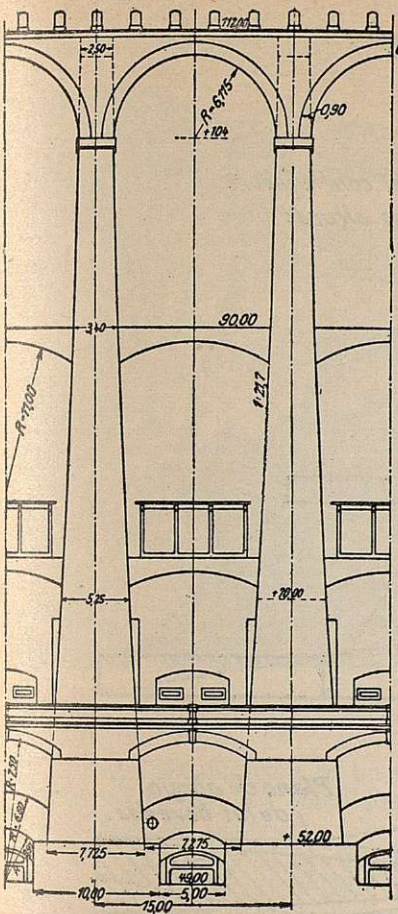
fra en el folleto ya citado, y que se representa en la figura 685, en donde los "perfiles del contrafuerte a distintas alturas" son semisecciones horizontales.

Aventaja al tipo rectangular en economía, en cuanto a volumen de obra y en mejor distribución y reducción de las cargas de trabajo, aunque el excesivo número de planos diferentes en su paramento lo hace poco económico en la construcción. Con esta orientación, pero simplificando su forma, puede llegarse a un perfil económico y racional.

El temor a la flexión lateral o pandeo, mucho más acentuado cuanto mayor es la altura, hace que se arriostren los contrafuertes.

Existen, sin embargo, algunas presas importantes sin arriostrado, como la de Cave Creek, de 37,10 m de altura sobre cimientos, vanos de 13,4 m de luz y espesor de los contrafuertes variando de 0,30 a 2,70 m (fig. 686), y la presa del lago Lure, de 37,20 m de altura, con vanos de 12,50 m y contrafuertes de espesor variable de 0,60 m a 2,30 m.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Vista desde agua abajo

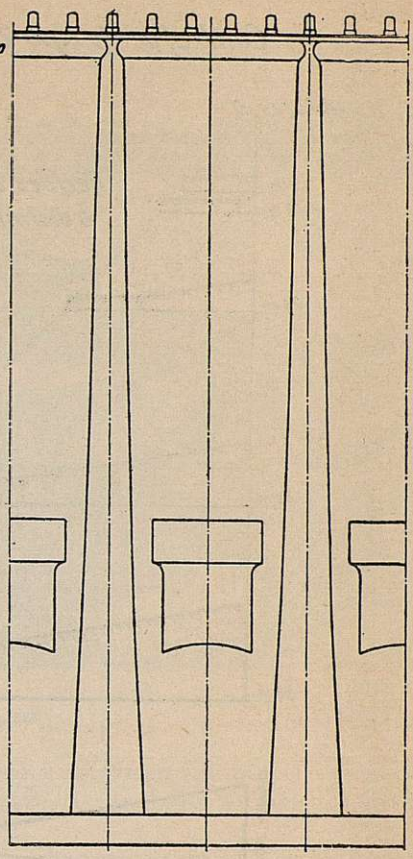


Fig. 684 *b* Vista desde agua arriba

Noetzli (*Transactions of the A. S. C. E.*, 1924, pág. 342) ha propuesto un tipo de contrafuerte hueco y armado, de pared doble, como indica la figura 687, que evita el arriostrado y resiste muy bien a la flexión lateral. El espesor suele ser del orden de $\frac{1}{12}$ a $\frac{1}{15}$ de la altura, y las paredes pueden ser paralelas o divergentes, teniendo en este caso, aproximadamente, la pared la dirección del empuje del arco opuesto. Según el mismo Noetzli, salvo casos especiales, será más económico el contrafuerte con paredes paralelas. Según Noetzli, deben armarse las caras exteriores de las dos paredes en dos direcciones, vertical y paralelamente a las generatrices de la bóveda (fig. 688).

La figura 688 representa la disposición de los contrafuertes y bóvedas en la presa Horseshoe, en el río Verde (Arizona), proyectada por Noetzli (fig. 689).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

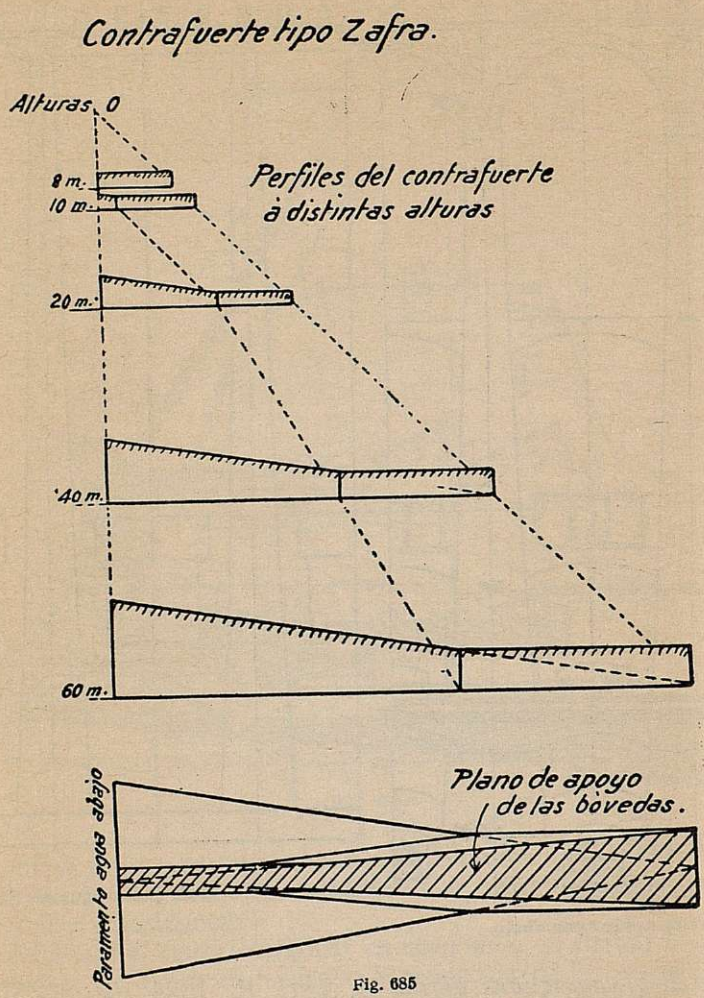


Fig. 685

Da éste un talud de 1/10 al paramento de agua abajo, y en la crítica de su Memoria encuentra H. Shorer que un talud de 1,5/10 disminuye las cargas unitarias en un 11 por 100 y aumenta el coste sólo en un 4 por 100.

En la misma discusión L. S. Waller da en un gráfico la cubicación aproximada para distintas alturas de este tipo de presa (figura 689), con una inclinación de la pantalla de 48°, de una zona de 18 m, en la que se comprende un contrafuerte y una bóveda. La figura 690 lo representa. Para hallar aproximadamente la cubicación de una presa en un tanteo, se dibuja el perfil y los contrafuertes separados los 18 m; se mide su altura y la probable profundidad de la cimentación, y con este dato se entra en el gráfico

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

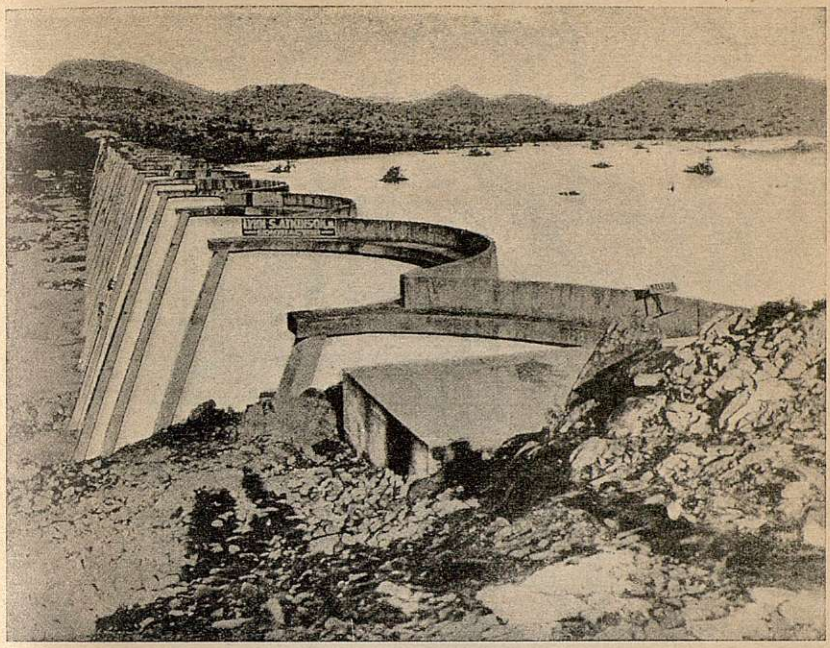


Fig. 686

y se tiene la cubicación de un arco y un contrafuerte. La suma de todos los valores así obtenidos para las distintas alturas nos dará el volumen de la presa.

De este tipo de contrafuertes se han construído ya las dos presas siguientes: Presa de Big Dalton, de 50 m de altura, 18 m de separación entre ejes de los mismos y de espesor variable de 0,6 a 4,25 m; presenta la particularidad (fig. 691) de tener en los contrafuertes juntas inclinadas, idea sugerida por el hecho de que muchas presas presenten agrietamientos en esta forma, y la creencia de que el contrafuerte puede considerarse como una serie de columnas inclinadas. El detalle de las juntas da idea clara de la manera cómo han sido realizadas.

Presa del lago Pleasant: es la más alta del tipo de bóvedas múltiples, de 78 m de altura, 18 de separación entre ejes de contrafuertes, de espesor variable de 0,45 a 1,70 m. Durante la construcción aparecieron grietas verticales en los contrafuertes, debidas, al parecer, a la retracción y a efectos de temperatura; aparecían casi siempre en las dos paredes. Se hubieran podido evitar seguramente con un armado horizontal, como propuso la Comisión nombrada para el estudio de la presa, en vista de su estado inseguro y alarmante, lo que obligó a rebajar con rapidez el labio del aliviadero (*Engineering News-Record,* 14 febrero 1929, pág. 275).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

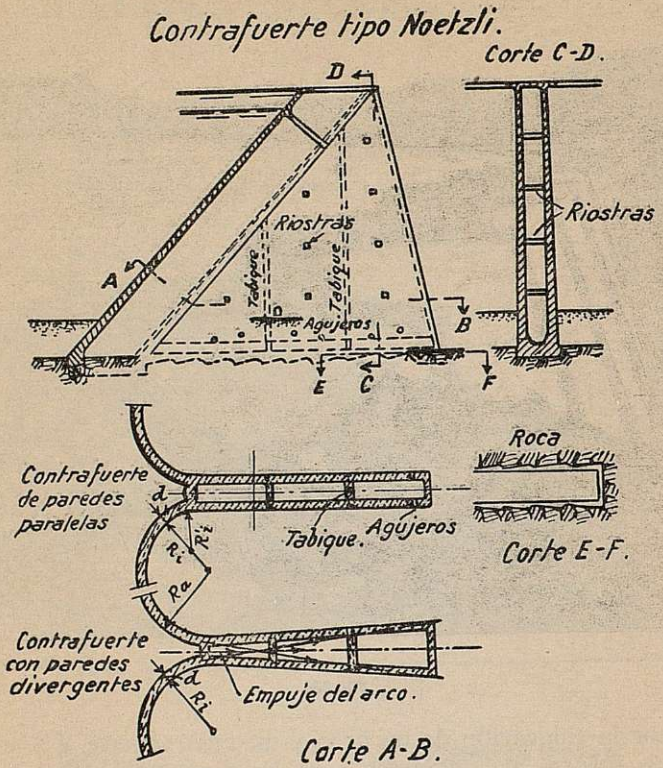


Fig. 687

V. H. Cochrane, en la discusión de la Memoria de Noetzli, da un tipo de contrafuerte celular de paredes laterales verticales, ampliamente dimensionado. La figura 692 da una perspectiva de la presa según la concepción de Cochrane, de muy buen efecto estático y estético, y la 693 indica algunos detalles de la misma, muy interesantes por lo bien resueltos que están algunos de ellos, desde el punto de vista estructural y estético.

La experiencia de las presas del lago Pleasant, lago Hodges, Stony Gorges y otras ha puesto de manifiesto el peligro de la formación eventual de fisuras en los contrafuertes, debidas principalmente a las variaciones de temperatura del hormigón, mucho más graves en los contrafuertes aligerados. Se debe, pues, tender hacia el contrafuerte robusto y macizo, ya de hormigón o de mampostería, que pueden permitir una mayor separación entre ellos.

Arriostrado. —Para contrarrestar la posible flexión lateral de los contrafuertes se arriostran por medio de vigas horizontales que a veces sirven de pasarelas.

La separación, dimensiones y forma de los arriostramientos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de Horseshoe.

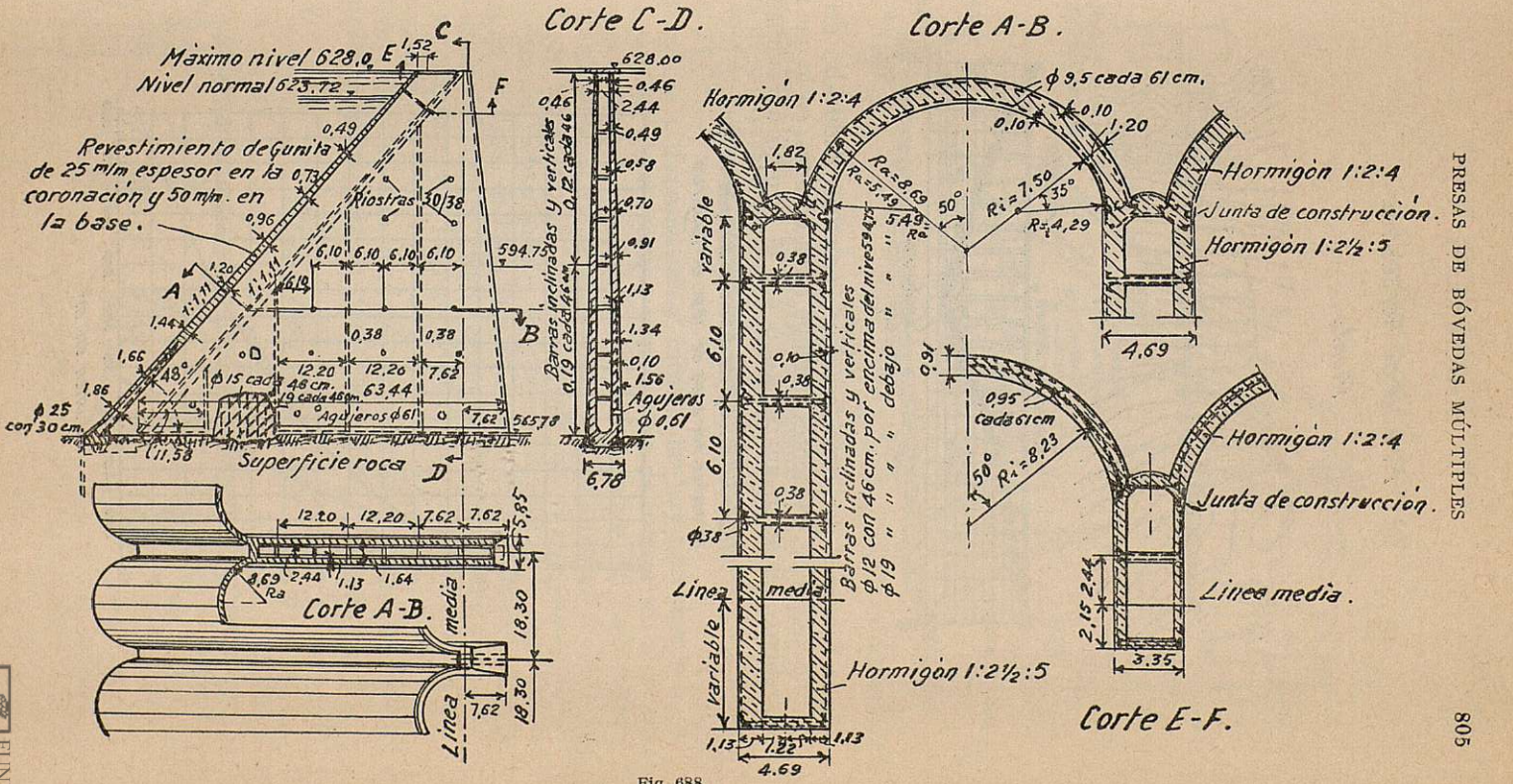


Fig. 688

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

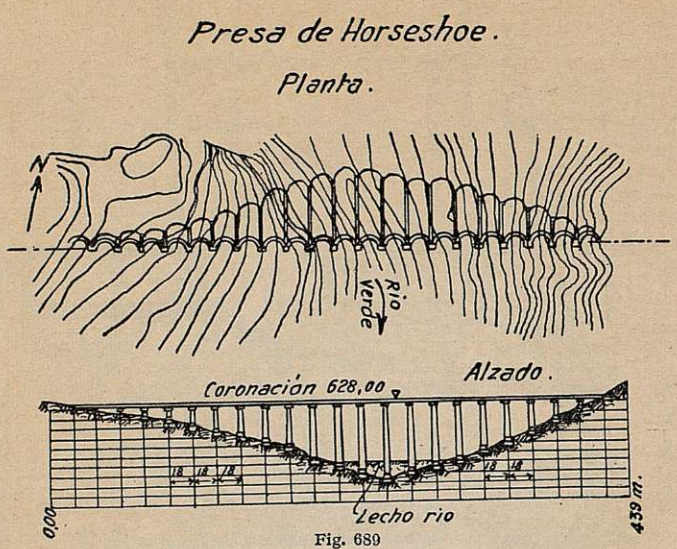


Fig. 689

puede fijarse o por consideraciones prácticas deducidas del estudio de las presas existentes (aunque reina en ellas, en lo que a esto se refiere, una gran anarquía), o por el estudio aproximado del

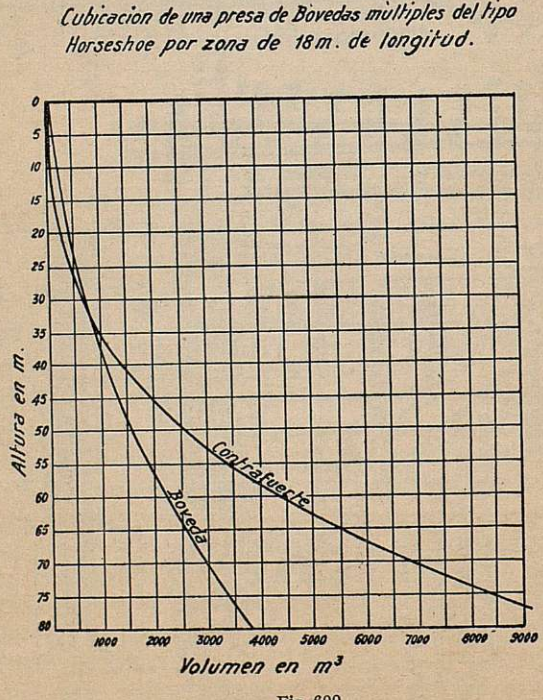


Fig. 690

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de Big Dalton.

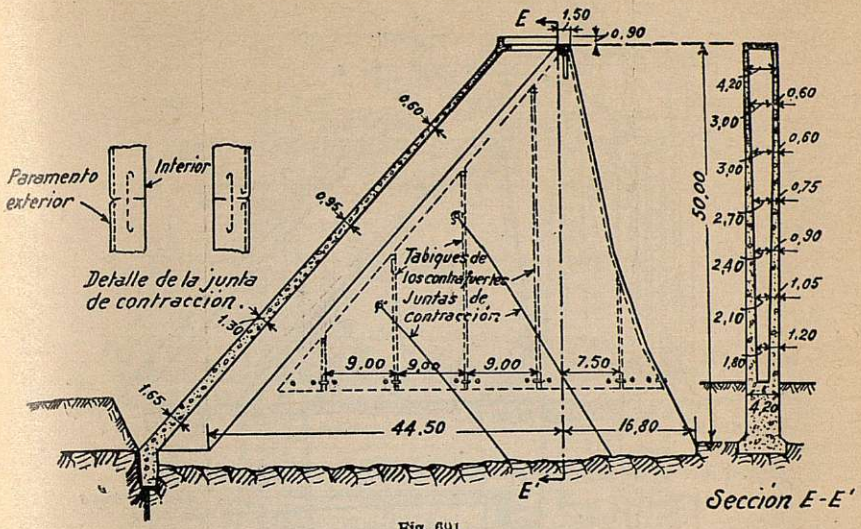


Fig. 691

pandeo en las fibras del contrafuerte comprendidas entre dos isostáticas de compresión, como hacen Peña (*Mecánica Elástica*, página 395) y Zafra (*El hormigón armado y los grandes embalses*, página 71).

En cuanto a disposiciones y formas, las hay muy diversas.

Ya simples vigas rectas o vigas rectas de inercia variable, como indica la figura 694, que se refiere a la presa del Lago Grande, en Tasmania, o vigas de inercia variable aligeradas, como en la presa del lago Gem (fig. 695). De este tipo es el arriostramiento de la presa de Vöhrenbach, y es interesante señalar la creación de rótulas en las vigas de los vanos alternados con objeto de evitar la transmisión por ellos de efectos secundarios, como retracción, efecto de temperatura, etc. La figura 696 indica la disposición de este arriostramiento.

Otras veces se han realizado verdaderos puentes de contrafuerte, como en la presa de Bear Valley (fig. 697).

Presa tipo Cochrane.

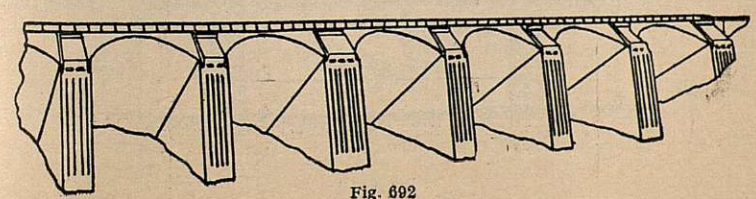


Fig. 692

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa tipo Cochrane.

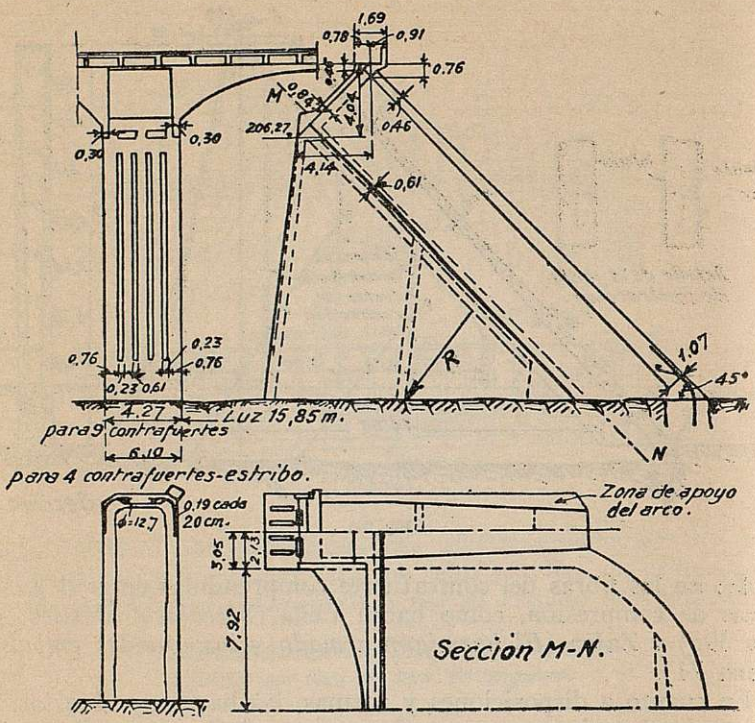


Fig. 693

Presa del Lago Grande (Tasmania)

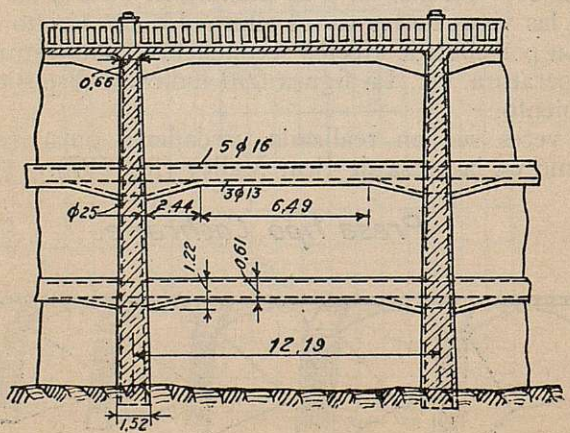


Fig. 694

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

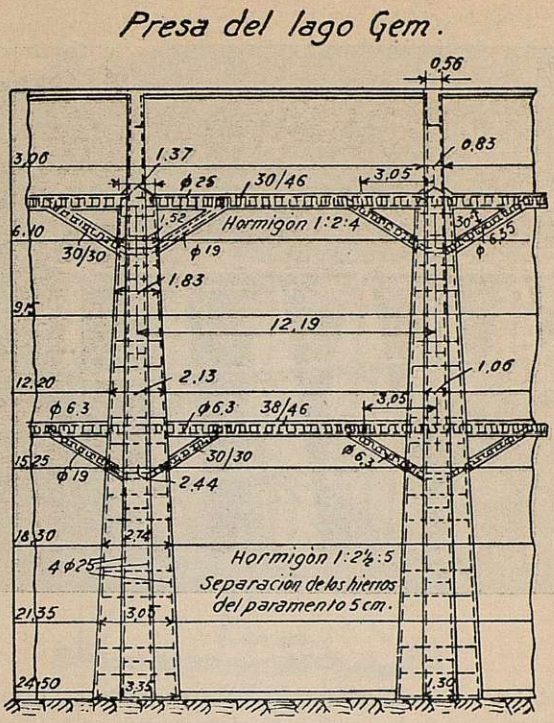


Fig. 695

A veces se han arriostrado los contrafuertes con verdaderos tabiques entre ellos de inclinación próxima a la del paramento de agua abajo del contrafuerte, como en la presa del lago Florence, de 45,7 m de altura, que tiene tres, y la de Sutherland, de 48,7 m de altura, que tiene dos.

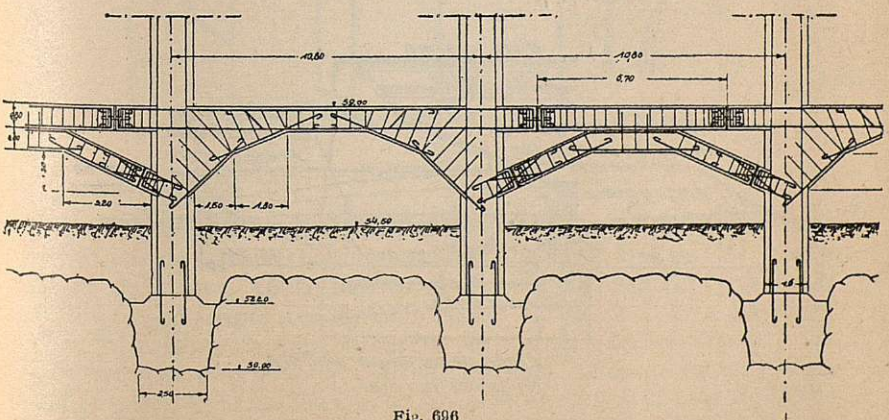


Fig. 696

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

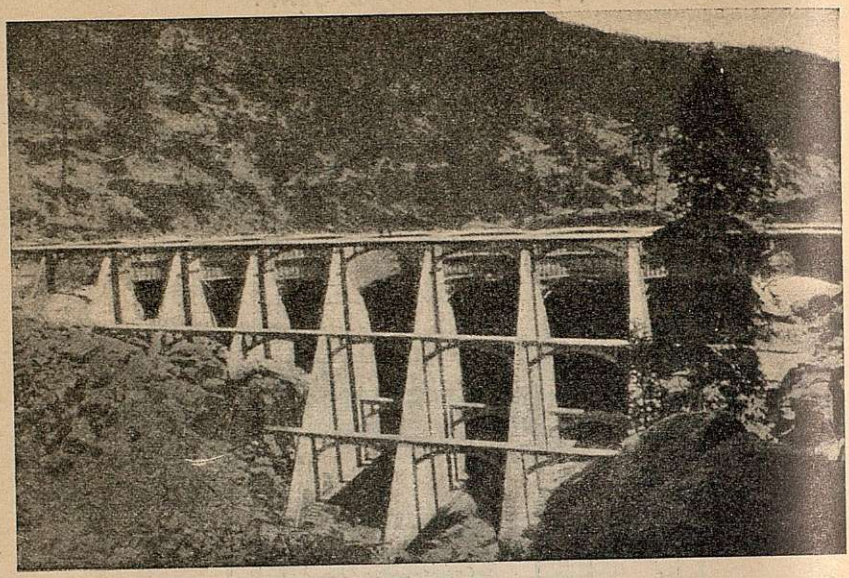


Fig. 697

Cimentación. — Generalmente suele cimentarse sobre roca sólida, y son muy raros los casos de cimentación sobre mal terreno; entre éstos es interesante señalar el caso de la presa de la isla Shernan, cimentada en la parte central, en unos 220 m, sobre arena y grava.

La base está formada por una solera de hormigón de 0,90 de espesor, con tres pequeños rastrillos (fig. 697 *a*). La protección contra las filtraciones se consigue por medio de dos hileras de ta-

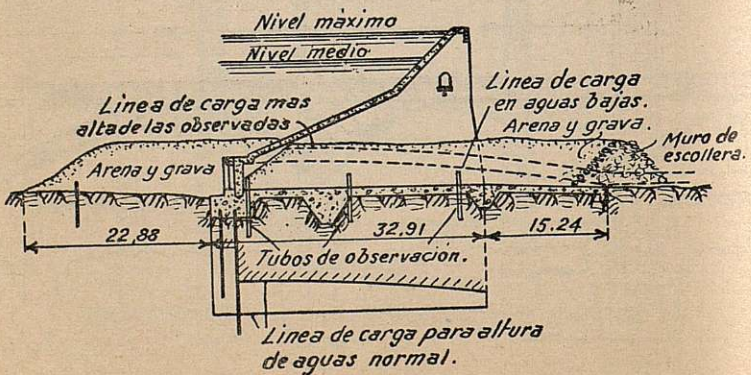
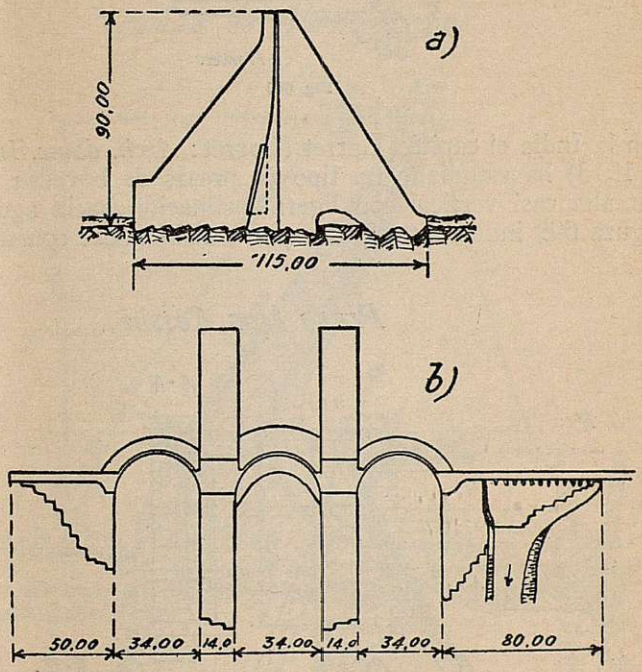


Fig. 697 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

blestacas Lackawanna, separadas 1,8 y de 12 y 17 m de altura. Se colocaron tubos de observación para medir las subpresiones, y se encontró que la pérdida de carga media debida a las tablestacas era de 11,50 m, y que la subpresión media bajo la solera era de 3,35 m de altura de agua. Los contrafuertes, espaciados 5,75 m entre ejes, tienen 1,05 m de espesor. Las bóvedas, de 2,35 m de radio interior e inclinaciones de 45° y 22° 50′ y espesores variando de 0,45 a 0,60, están armadas ligeramente. Para aumentar la estabilidad se cargó la solera con una capa de arena.

Tipos especiales.—La tendencia, por una parte, a evitar las bóvedas inclinadas por las dificultades constructivas; por otra, hacia el contrafuerte macizo y robusto, que permite dar a las bóvedas mayor luz y, como consecuencia, mayores espesores, lo que las defiende contra la permeabilidad, parece haberse realizado en



Figuras 698 *a* y *b*

el tipo de presa que representan las figuras 698 *a* y *b*, proyectado por la Sección de Aprovechamientos hidráulicos de la A. E. G. Tiene 90 m de altura, contrafuertes de 14 m de espesor y separados 34 m. Los espesores de las bóvedas varían de 1,20 a 10,50 m. A embalse lleno no existen cargas de tracción en los arcos, y las compresiones máximas son de 40 kg/cm². Una presa de gravedad de perfil 0,72 hubiera exigido un 45,5 por 100 más de volumen de fábrica y un 23 por 100 más de excavación de cimientos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los contrafuertes tienen en la parte central de sus cimentaciones una cámara de 3 m de altura, accesible desde agua abajo, que permite evacuar eventualmente el agua de filtración.

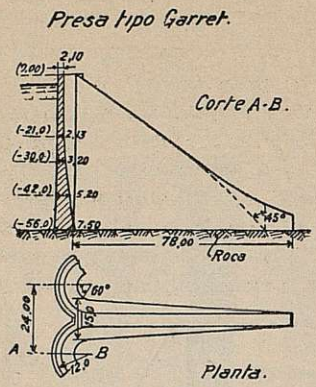


Fig. 699

En la India el capitán Garret (Garret: *Arch. dams. Indian papers,* 1913) ha estudiado un tipo de presas de bóvedas múltiples de pantalla casi vertical con ligera inclinación hacia agua abajo. La figura 699 indica este tipo de presa, habiéndose construído dos

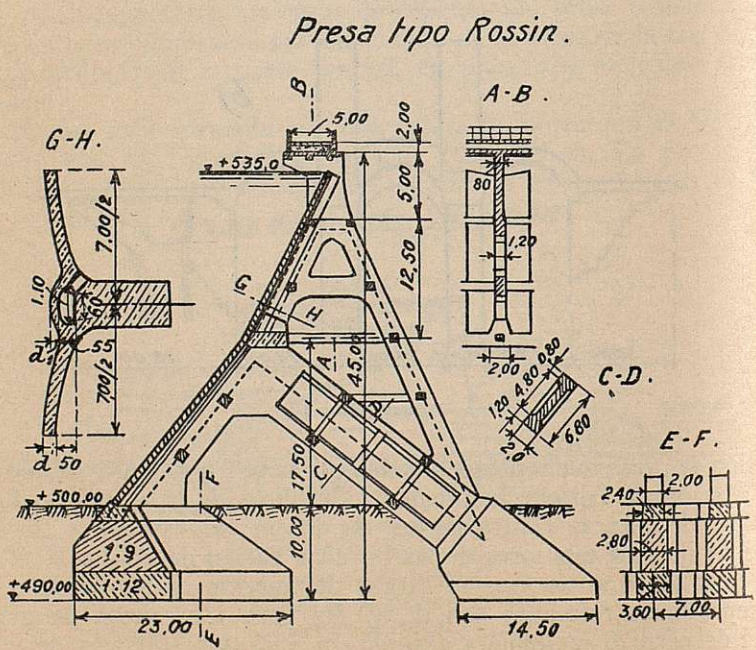


Fig. 700

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en la India con buen resultado. Es de notar la forma del contrafuerte, poco racional, que concentra las cargas en donde ya son fuertes.

Otro tipo es el de Rossin, de contrafuertes aligerados, que indica la figura 700.

Ziegler propuso para la presa de Harzodertal, en 1910, un tipo original de presa de bóvedas múltiples. La separación entre contrafuertes era de 12 m, y el espesor de éstos, de 6 m. La figura 701 indica una sección entre las bóvedas de la presa. El empuje de las bóvedas se encuentra disminuído en la parte inferior por la gran importancia de la acción de las ménsulas. Conseguía la impermeabilización por medio de una membrana metálica, y el paramento de agua arriba estaba formado por losetas de asfalto.

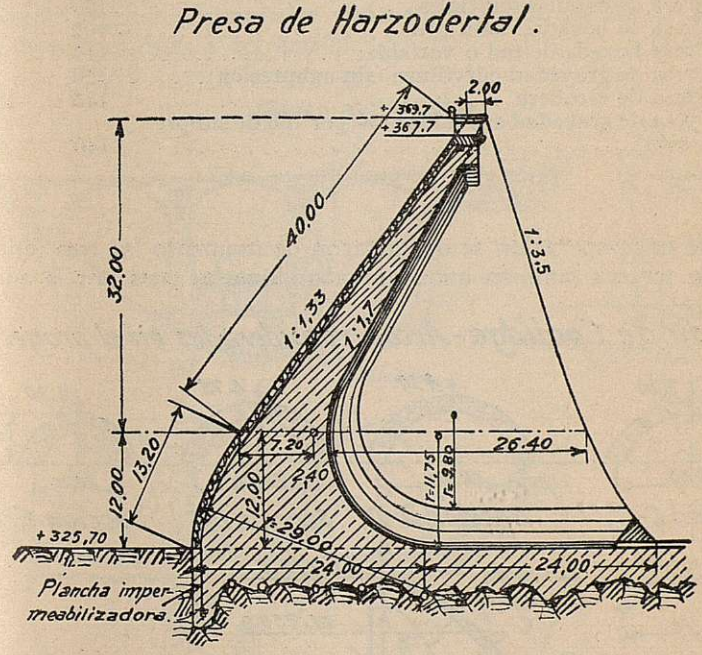


Fig. 701

La plancha impermeabilizadora iba entre dos capas de armadura arristrada y referida a ella. (*Ziegler der Talsperrenbau,* 1927, tomo II, pág. 251.)

Presas de cúpulas múltiples.

De este tipo, completamente nuevo, ha sido construída recientemente la presa de Coolidge, sobre el río Gila (Arizona, E. U.).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La presa, de 76 m de altura con 55 m de separación entre contrafuertes, crea un embalse de 1 500 millones de metros cúbicos.

Un precedente de este tipo de presas parece ser la de Six Mile Creek Ithaca (E. U.), expuesta en el capítulo anterior.

Cimentada sobre roca, cierra un cañón de 90 m de anchura en el fondo y 220 en la coronación, y consta de tres cúpulas, teniendo la forma de dos tercios de huevo, con el eje principal inclinado 45°, estando, en la parte inferior del extremo más pequeño, apoyado en la roca, tallada en redientes.

Se compararon en un estudio las siguientes soluciones:

		Coste por 100	Cubicación por 100
1.°	Presa de cúpulas múltiples	100	100
2.°	Presa de bóvedas múltiples	102	67
3.°	Presa bóveda de rad o variable	112	161
4.°	Presa de gravedad curvilínea (sin subpresión)	120	192
5.°	Presa de escollera	135	1200
6.°	Presa de gravedad curvilínea (50 por 100 de subpresión)	140	213

De la comparación se descartaron de momento las tres últimas. La tercera también hubo que abandonarla, pues por la anchu-

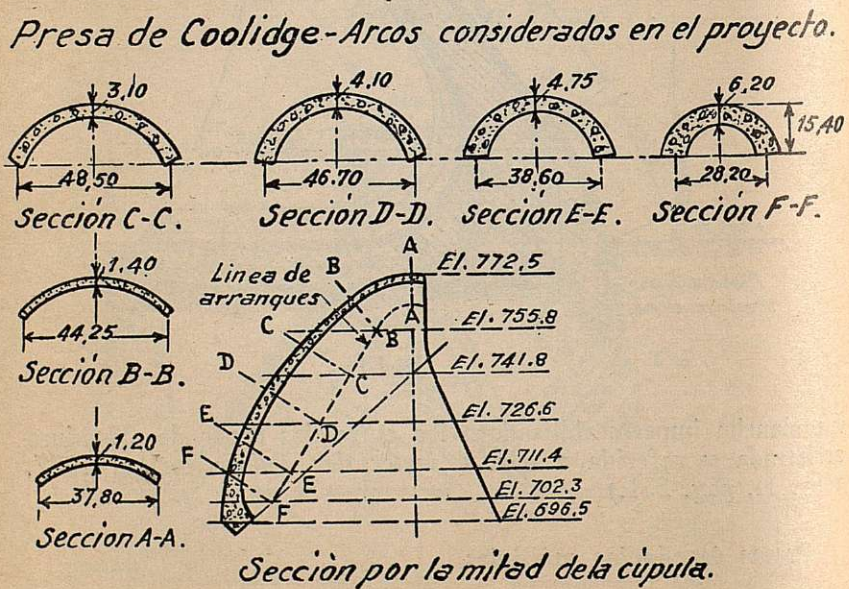


Fig. 702

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ra del cañón resultaba inadecuada y daba grandes esfuerzos unitarios.

Las dos primeras resultaban igualmente ventajosas desde todos los puntos de vista, y sólo la consideración de la mayor robustez de la primera, que daba espesores en la cúpula de 1,20 a 6,10 m, en donde la de bóvedas múltiples daba 0,40 a 0,60 m, inclinó la elección hacia la primera.

Parece indicado este tipo para valles anchos con buena cimentación y altura de la presa superior a 60 m.

Las cúpulas se proyectaron como arcos independientes normales a la línea de arranques; no se tuvo en cuenta la disminución de cargas y, por lo tanto, el aumento del factor de seguridad que daría al trabajar como cúpula. La figura 702 indica las secciones supuestas y calculadas.

Eliminan las cúpulas prácticamente la acción de ménsula en la parte inferior, y a embalse vacío el peso contrarresta los esfuerzos de temperatura y retracción.

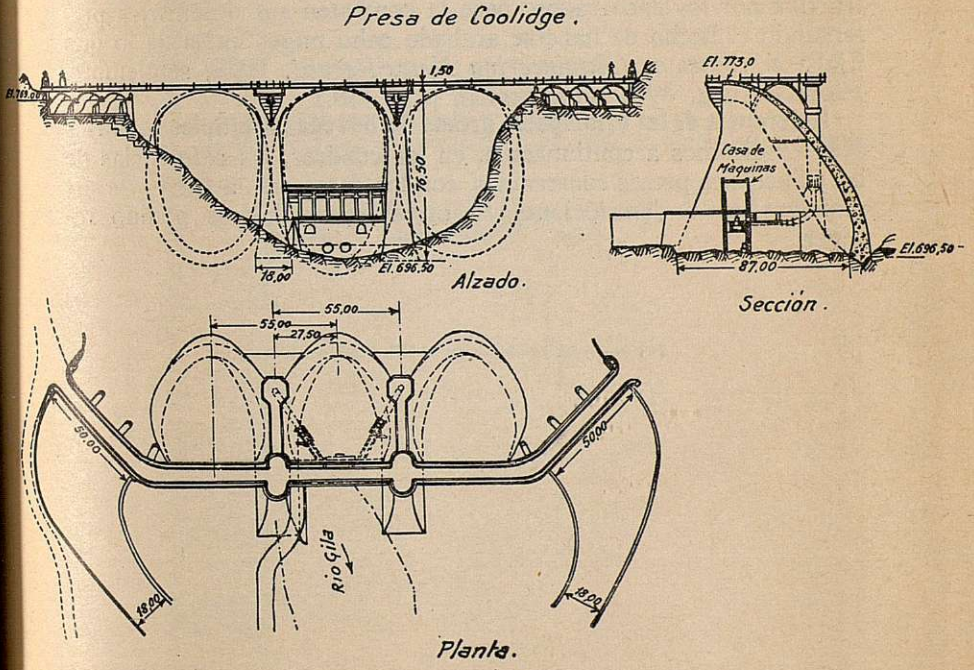


Fig. 703

Se realizó totalmente simétrica (fig. 703) respecto al eje, excavando para ello lo necesario en las laderas con objeto de eliminar esfuerzos secundarios.

El máximo esfuerzo a compresión en las bóvedas fué de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

41 kg/cm²; en los contrafuertes, 28 kg/cm², y en la cimentación, 20 kg/cm².

Se armaron las cúpulas para contrarrestar los efectos de temperatura, para anclarlas bien en el suelo y para referir el empuje del arco al contrafuerte cerca de la coronación.

Se supuso una variación de temperatura de ± 19° en la coronación, en donde el espesor es de 1,2, y de ± 8° en la base, en donde es de 6,1 m.

Las varillas se colocaron a 15 cm de los paramentos.

Los contrafuertes, macizos y estables, por sí, presentan la particularidad de tener, como los de la presa de Big Dalton, dos juntas de contracción inclinadas, y se armaron por capas horizontales que atraviesan sin interrupción las juntas e inclinadas de dirección las de arranques de los arcos, más allá de las juntas, con objeto de que no se propagara ninguna grieta a las cúpulas. El coeficiente de deslizamiento fué 0,73, sin subpresión, y 0,76 con el 50 por 100 de ella.

Un inconveniente de esta presa parece ser la dificultad constructiva por los encofrados; pero la combaten sus defensores presentando el hecho de haberse acabado ocho meses antes de lo que fijaba el contrato. (*Engineering News-Record,* 1928, septiembre. Proyecto, pág. 396; construcción, pág. 438.)

Referencia de las principales presas de bóvedas múltiples construídas.—Indicamos a continuación, en los cuadros, las referencias de las principales presas construídas, con los datos que, a través de sus monografías o descripciones en otros libros, hemos podido recoger.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presas de bóvedas múltiples

En hormigón

NUMERO	Nombre de la presa	SITUACION Y RIO	Fecha de construcción	Objeto	Máxima altura en m	Longitud total en m	Separación de contrafuertes en m	Núm. de vanos	Angulo con la horizontal del paramento aguas arriba	ARCOS: Radio	ARCOS: Angulo central	ARCOS: Espesor en m: Coronación	ARCOS: Espesor en m: Base	ARCOS: Mezcla de hormigón	ARCOS: Armado	Impermeabilización	CONTRAFUERTES: Espesor en m: Coronación	CONTRAFUERTES: Espesor en m: Base	CONTRAFUERTES: Arriostrado	CONTRAFUERTES: Mezcla de hormigón	CONTRAFUERTES: Armado	Cimentación	Hormigón volumen en m³	Capacidad embalse en 10⁶ m³	Proyectista	REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	NOTAS
1	Lago Hume	Meadows Creek, Sierra.—Nevada Mountains, California	1908	Abastecimiento	18,6	206,35	15,25	12	58°	8,38	118°	0,46	0,92	1 : 2 : 4	Sí	Una capa: enlucido de cemento de 20 a 30 mm.	0,60	2,13	No	1 : 2 : 4	Sí	Granito	1 633	13	J. S. Eastwood	F. Wegmann: "The Design and Construction of Dams".—*Engineering News*, 25 diciembre 1913	
2	Lago Pecks	Adirondacks, New-York	1910																			Arena endurecida y grava			W. J. Douglas	N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 213.—*Transactions A. S. C. E.*, 1917, pág. 892	
3	Garoga																									*Proceedings A. S. C. E.*, mayo 1928	
4	Sturgis	Río S. José, Michigan	1910	Abastecimiento	9,15	91,50	6,1	15	58°	3,65		0,30										Arcilla y arena				N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 214.—*Engineering Record*, 1912, pág. 230	Presa curva en planta con radio, 365 m.—Arcos circulares en planos horizontales.
5	Bear Valley	Montañas S. Bernardino, California	1910-11	Riego	28	110,65	9,75	10	53°	5,2	140°	0,30	0,65	1 : 2 : 4	Sí	No	0,45	1,37	4	1 : 2,5 : 5	No	Roca	3 560		J. S. Eastwood	E. Wegmann-W. G. Bligh: "Dams and Weirs".—*Journal of Electricity*, 30 octubre 1909	
6	Last River	Oregón	1911		13,4		6,1		62,5°			0,30			No								4 200		W. W. Patch.—E. G. Hopson		
7	Barton		1912		9,15	63,1	6,1	10	45°			0,38					0,68	0,68									
8	Azicoños	Río Androscoggin, Maine	1910-12		23,77	152,1	6,1	25	57°	Intradós 2,44 Trasdós recto	142°	0,60	1,05		Sí		1,22	1,22	7 riostras						S. A. Moulton	*Engineering News*, marzo 1911.—E. Wegmann, pág. 459	
9	Palmer Falls	Río Hudson, New-York	1913		11,6		4,57		40°																H. B. Parsons	*Transactions A. S. C. E.*, 1925, pág. 1258	
10	Glens Falls	Río Hudson, New-York	1913		7,9		2,74		40°																H. B. Parsons	*Transactions A. S. C. E.*, 1925, pág. 1258	
11	Los Verjels	Oroville, California	1913-14		18,3		6,1		45°			0,15			Sí											Western: *Engineering*, julio 1914	
12	Three Miles Falls	Oregón	1914		7,3		6,1	20	38°30'	5,5	90°	0,30	0,65		Sí		0,45	0,45	1		Sí					N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 215.—*Engineering News*, 1915	
13	Kennedy	Jackson, California	1914		16,15	148	12,2	6		6,7	133°	0,30			Sí		0,30					Esquisto			J. S. Eastwood	*Engineering News*, 29 abril 1915	Arcos trirrotulados.
14	Lago Gem	Rush Creek, Mono County (California)	1915-16	Energía	34,15	210	12,2	18	50°	7	120°	0,30	1,1	1 : 2 : 4	Sí	Gunita 6 mm corrosación. 19 mm en la base.	0,45	1,30	2	1 : 2,5 : 5	No	Roca	6 500		L. R. Jorgensen	*Transactions A. S. C. E.*, 1917, pág. 850; 1926, pág. 713	Hormigón desintegrado. Convertida en presa de semigravedad.
15	Lago Agnew	Rush Creek, Mono County (California)	1915-16	Energía	9,15	85	12,2	7	50°	7	120°	0,30	0,56	1 : 2 : 4	Sí	Enlucido de mortero 1 : 2, de 6 mm a 19 mm	0,56	0,85	1	1 : 2,5 : 5	No	Roca			L. R. Jorgensen	*Transactions A. S. C. E.*, 1917, pág. 881	
16	Argonauta	California	1916		15,25	1370	9,75	14																	E. Wegmann		
17	Mountain Dell	Canen Parley, Salt Lake (Utah)	1916 (elevada en 1924)	Abastecimiento	45,7	170	10,7	16	50°	6	133°	0,38	1,47	1 : 2 : 4	Sí	Membrana de asfalto en 3 capas de 25 mm	0,45	2,44	22	1 : 3 : 6 1 : 2,5 : 5	0,2 %	Roca fisurada			J. S. Eastwood.—F. A. Noetali	N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 221.—E. Wegmann	Arcos inferiores trirrotulados. Desintegrado el hormigón corregido, se impermeabilizó y elevó.
18	Rock Creek	Auburn, California	1916	Energía	11	329	9,15	36	45°	5,15	120°	0,35	0,43	1 : 1,5 : 4,6	Sí	No	0,48	0,80	1	1 : 2,5 : 5	No	Roca	3 270		H. C. Vensano	*Journal of Electricity*, 1 junio 1917	Arcos birrotulados.
19	Lago Hodges	Río S. Dieguito, California	1917	Abastecimiento	41,45	167	7,3	23	45°	4,2	120°	0,30	0,78	1 : 2 : 4	Sí	25 mm enlucido con gunita	0,45	1,27	7	1 : 2,5 : 5	No	Roca			J. S. Eastwood	*Engineering News-Record*, 10 abril 1919	
20	Murray	Río S. Dieguito, California	1917	Abastecimiento	35,05	274	9,15	30	45°			0,3	0,76	1 : 2 : 4			0,30	1,33		1 : 2,5 : 5	No	Pórfido y conglomerado duro			J. S. Eastwood	*Journal of Electricity*, 15 marzo 1919	
21	S. Dieguito	California	1917	Abastecimiento	15,85	192	15,25	14	58°	8,84	120°								No		Sí	Roca			R. P. Mac Intosh	*Journal of Electricity*, 15 marzo 1919	
22	Lago Eleanor	Sierra Nevada, California	1917-18	Abastecimiento	21,34	243	12,2	20	50°	7	120°	0,38	1,22	1 : 2 : 4	Sí		0,60	1,5	2	1 : 2,5 : 5					R. P. Mac Intosh	*Engineering News-Record*, 4 septiembre 1919	Arcos circulares en planos horizontales.
23	Eagle's Nest																									*Proceedings A. S. C. E.*, mayo 1928	
24	Superior																									*Proceedings A. S. C. E.*, mayo 1928	
25	Lago Boulder																									*Proceedings A. S. C. E.*, mayo 1928	
26	Cave Creek	Arizona	1922	Abastecimiento	36,60	595	13,4	38	Variable	7,40	130°	0,30	1,22	1 : 2 : 4	Sí	No	0,30	2,70	No	1 : 2,5 : 5	4 hileras de rieles		14 400		J. S. Eastwood	*Engineering News-Record*, 26 enero 1922.—*Transactions A. S. C. E.*, 1924, pág. 402	
27	Gillespie																									*Proceedings A. S. C. E.*, mayo 1928	
28	Green Valley																									*Proceedings A. S. C. E.*, mayo 1928	
29	Isla Sherman	Río Hudson, New-York	1921-23	Energía	24,60	168	5,8	31	22,5° y 45°	2,35	180°	0,45	0,60	1 : 2 : 4. Cal, 5 por 100	Sí		1,05	1,05	1	1 : 3 : 5	No	Arena y cantos			H. B. Parsons	*Transactions A. S. C. E.*, 1925, pág. 1959.—*Engineering News-Record*, 20 septiembre 1923	
30	Webber Creek	California	1922-23		36,6	97,5	42,67, 28,35 y 26,5	3	76°	16,83 y 23,5	130°, 114° y 61°	0,60	3,65	1 : 2,5 : 5	No	No	1,22		No	1 : 2,5 : 5	No				J. S. Eastwood	E. Wegmann-N. Kelen	
31	Palmdale	California	1923	Riego	53,34	197,5	7,3	24	45°	4,77	100°	0,38	1,30	1 : 2 : 4	Sí	Enlucido de cemento	0,38	1,53	15	1 : 2,5 : 5					J. S. Eastwood	*Western Construction News*, 1926, noviembre.—E. Wedmann	
32	Lago Florence	Río S. Joaquin, California	1925-26	Energía	45,7	1005,8	15,25	58	48°	Arco de 5 centros. 8,38	156°	0,45	1,37	1 : 1,9 : 3,9	Sí	Inertol	0,68	2,38	3 tabiques	1 : 2,3 : 4,5	Sí	Granito				*Western Construction News*, 25 julio 1927.—N. Kelen, página 230.—E. Wegmann	
33	Lago Lure	North Carolina	1925	Energía	37,18	175	12,5	11	45°	7	130°	0,30	1,12	1 : 2 : 4	Sí		0,60	2,28	No		No				Mees & Mees		
34	Alspaugh	North Carolina	1917	Energía	10,67	73,15	10,67	5	37°	12	52°	0,45	0,76		Sí	No	0,76	1,22	No		No				Mees & Mees		Proyectada para una lámina vertiente de 3,65 m.
35	Lago Pleasant	Río Agua Fria, Arizona	1926-27	Riego	78	602	18	30	47°	7,31	96°	0,45	1,67	1 : 2 : 4	Sí		0,45	1,67	No	1 : 2,5 : 5	Sí		57 000	214	Peckham & James	E. Wegman: *Western Construction News*,	Contrafuerte tipo Noetzli. Agrietado en la construcción.
36	Sutherland	Río S. Dieguito, California	1927-28	Abastecimiento	48,77	335	18	16	45°	Arco con 3 centros. 10	130°	0,45	1,93		Sí		1	3	2 tabiques		Sí	Granito		25,1	A. P. Davis	*Western Construction News*, enero 1927	
37	Coolidge	Río Gila, Arizona	1926-28	Riego y energía	76,2	277	54,86	3	Variable	Variable	Variable	1,22	6	Compresión a los 28 días, 155 kg/cm²	Sí	Gunita: 38 mm	6	18,3	No	Compresión a 28 días, 126 Kg/m²	Sí	Cuarcita		1 600	C. R. Olberg	*Engineering News-Record*, septiembre 1928	Tipo cúpulas múltiples. Contrafuerte con juntas inclinadas.
38	Big Dalton	California	1928	Regulación	50,3	146	18	8	48°	Arco de 3 centros, 8,25	140°	0,7	1,67	1 : 2 : 4	Sí	No	0,7	4,25	No	1 : 2,5 : 5	Sí	Granito		1,85	S. M. Fisher	*Engineering News-Record*, 26 diciembre 1929	Contrafuerte tipo Noetzli, con juntas inclinadas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

PRESAS DE BÓVEDAS MÚLTIPLES (conclusión).

En otros países

NÚMERO	Nombre de la presa	SITUACIÓN Y RÍO	Fecha de construcción	Objeto	Máxima altura en m	Longitud total en m	Separación de contrafuertes en m	Núm. de vanos	Angulo con la horizontal del paramento aguas arriba	ARCOS: Radio	ARCOS: Angulo central	ARCOS: Espesor en m: Coronación	ARCOS: Espesor en m: Base	ARCOS: Mezcla de hormigón	Armado	Impermeabilización	CONTRAFUERTES: Espesor en m: Coronación	CONTRAFUERTES: Espesor en m: Base	CONTRAFUERTES: Arriostrado	CONTRAFUERTES: Mezcla de hormigón	CONTRAFUERTES: Armado	Cimentación	Hormigón volumen en m³	Capacidad embalse en 10^6 m³	Proyectista	REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	NOTAS
1	Meer Allum	Hyderabad, India	1806	Abastecimiento	15,25	914	21,3 a 44,8	21	90°	10,6 a 23,5	180°	2,6	2,6	Mampostería con mortero de cal	No		3,65	5,8	No	Mampostería con mortero de cal	No		.....	8,5	.....	W. G. Bligh.—N. Kelen: *Die Staumauern*, pág. 209	
2	Belubula	Río Belubula, Nueva Gales del Sur	1898	Energía	18,3	131	8,5	7	60°	.....	.....	0,48	1,22	Parte superior, ladrillo; inferior, hormigón	No		1,22	3,65	No	Superior, ladrillo; inferior, hormigón	No	Roca	3 820	.....	O. Schulze	W. G. Bligh.—N. Kelen.—*Transactions A. S. C. E.*, 1917, página 891	
3	Selune	Francia	1916-17	Energía	15,25	128	4,94	17	45°	5	180°	0,11	0,17	1 : 2,5 : 3	Sí	Capa mortero armado	0,2	0,2	5	1 : 2,5 : 3	Sí		.....	.....	Considère, Pelnard y Caquot	*Génie Civil*, 12 mayo 1917	Del mismo tipo que la de Selune.
4	Belle Isle en Terre	Río Legner, Francia	1923	Energía	16,45	.....	4,87	15	45°	2,33	180°	0,11	0,19	Mezcla muy rica	Sí		0,2	0,2	Sí	Mezcla muy rica	Sí		.....	.....	M. E. Froté	*Houille Blanche*, marzo 1924	Contrafuertes de mampostería.
5	Scoltenia	Módena, Italia	1918-20	Energía	22,85	91,5	9,5	8	52°	4,25	90°	0,4	0,95	.....	Sí		1,37	2,55	1	Mampostería con mortero de cal	No		0,600	.....	G. Ganasini	*Electrotecnica*, 25 septiembre 1920	Contrafuertes de mampostería, con paramentos de sillería.
6	Tirso	Sardinia, Italia	1917-23	Energía	72,85	283	15	18	57°	.....	180°	0,5	1,67	1 : 2,5 : 5	Sí	Parte superior, cemento; inf., asfalto	2,5	7,25	6	.....	No	Traquita	162 500	378	L. Kambo	*Engineering News-Record*, 10 mayo 1923	Planta curvilínea. La parte central, sobre base de gravedad de mampostería, fué destruída.
7	Gleno	Lombardia, Italia	1918-23	Energía	48,77	224	8	24	53°	3	180°	0,4	0,78	.....	Sí		2	3,40	No	.....	No	Arenisca	.....	.....	Santangelo	*Water Works*, 1924, pág. 375.—N. Kelen.—E. Wegmann	
8	Piano Sapeio	Río Calandrino, Génova (Italia)	1923	.....	19,8	122	9,78	11	49°	4,93	140°	0,25	0,38	.....	Sí		0,25	0,84	5	.....	No	.....	.....	.....	Ferrobeton Co	N. Kelen.—E. Wegmann	
9	Tidone	Lombardia, Italia	1924-25	.....	52,12	274	9,78	26	45°	4,98	180°	0,35	1	1 : 1,8 : 3,6	Sí		0,7	2,18	13	1 : 2 : 4	Sí	Pizarra	.....	.....	*Engineering News-Record*, 29 octubre 1925	*Engineering News-Record*, 29 octubre 1925	Algunos de los contrafuertes más altos cimentados sobre placa para reducir presión sobre el terreno.
10	Pavana	Bolonia, Italia	1924-25	.....	54,25	143	16,75	3	60°	.....	180°	0,6	1,70	.....	Sí	Gunita armada: 30 mm espesor	2	6	2	.....	No	.....	33 800	.....	Manfredini	N. Kelen.—E. Wegmann	Los estribos huecos, de gravedad. Sistema Figari.
11	Venina	Lago Venina, Sondrio (Italia)	1925-26	.....	51,82	.....	.....	.....	90°	.....	.....	0,5	1,25	.....	Sí		.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	P. Bonetti	N. Kelen.—E. Wegmann	Las bóvedas son verticales.
12	Lago Suorva	Río Lule Lapland, Suecia	1919-23	.....	14 a elevar a 21	408	12	36	45°	7	115°	0,80	1,70	1 : 2,5 : 3	Sí	Capa 9 mm de gunita, 1 : 3	1,5	1,5	2	1 : 5 : 6,5	Sí	Roca	.....	.....	.....	*Water Works*, 1924, páginas 345 y 361	Agua abajo, los arcos protegidos por un espaldón de tierra de 2,5 m de altura.
13	Melby	Suecia	1921	.....	11	78	7,5	7	64°	3,5	.....	0,35	0,50	1 : 3 : 3	Sí		1,5	1,5	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	N. Kelen, pág. 253	Agua abajo, los arcos protegidos como en el anterior.
14	Lago Grande	Tasmania	1923	.....	27,4	360	12,2	27	60°	6,7	.....	0,60	0,8	.....	Sí		0,55	1,60	Varias riostras	.....	Sí	.....	.....	.....	.....	*Transactions A. S. C. E.*, 1924, pág. 389.—E. Wegmann	
15	Vöhrenbach	Baden, Alemania	1926	Energía	28,95	152	10,8	12	50°	5,8	130°	0,40	0,60	.....	Sí	Gunita reforzada e Inertol	0,80	1,20	3	1 : 3 : 6	Sí	.....	11 800	.....	F. Maier	*Energia Elettrica*, 1925, pág. 350	
16	Anyox	Canadá	1923-24	Energía	47,55	207	7,3	26	Variable	4,8	100°	0,3	1	1 : 2 : 4	Sí	No	0,45	3	7	1 : 2,5 : 5	No	.....	.....	34,5	E. Wegmann	E. Wegmann	
17	Ponte Strettara	Italia	1920	.....	23,5	76	9,5	.....	71°	4,25	.....	0,4	1	.....	.....	.....	1,60	2,50	.....	.....	.....	.....	.....	.....	J. S. Eastwood	J. S. Eastwood	
18	Lago Nero	Italia	.....	.....	34	.....	6	.....	62°	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Der Bauingenieur*, 1922	
19	Lago d'Avio	Italia	.....	.....	35,5	12	.....	.....	60°	.....	.....	0,52	0,65	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Annali dei Lavori Pubblici*, 1924	
20	Aaensire	Noruega	1922	.....	58	210	13	.....	52°	.....	180°	0,40	1,9	.....	.....	.....	0,60	2,50	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Annali dei Lavori Pubblici*, 1924	
21	Bananeiras	Brasil	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Der Bauingenieur*, 1922	
22	Calles	Aguas Calientes, Méjico	1928	Riego	45,7	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	Contrafuertes con juntas inclinadas.	
23	Muschioso	Torrente Dolo, Módena (Italia)	1928	.....	42,25	.....	.....	4	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	Civil Engineering, agosto 1931	Presa-vertedero.
24	Molato	Torrente Tidone, Piacenza (Italia)	1928	.....	48,35	.....	.....	16	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	*Annali dei Lavori Pubblici*, 1929	Estribos de gravedad.
																							27	.....	*Annali dei Lavori Pubblici*, 1929	Cuatro bóvedas con vertedero.
																							12,0			

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXXVII

PRESAS ALIGERADAS

El deseo de reducir el volumen de fábrica o de solucionar algún otro problema de las presas de gravedad ha hecho llegar a varios tipos de presas de perfil de gravedad aligerado, que estudiamos en este capítulo.

Presa de contrafuertes.

Llamamos así a la formada por elementos constituídos por el contrafuerte y la parte de la pantalla que insiste sobre él. Un precedente de estas presas parece existir en el Estado de Nebraska (E. U.), en donde hacia los años 1910 y siguientes se construyeron pequeños aprovechamientos hidroeléctricos con presas de altura desde 2,5 a 10 m, una de las cuales, de 9 m de altura,

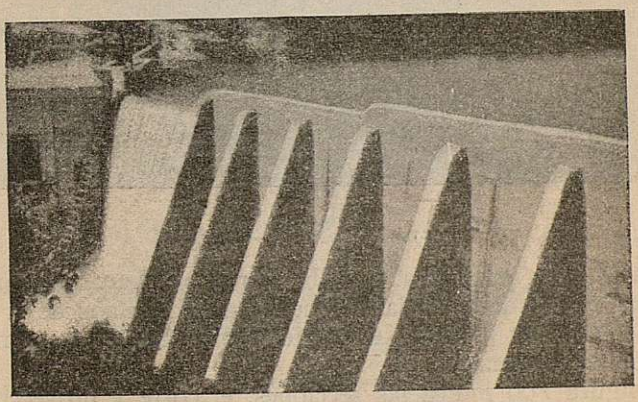


Fig. 704

la representa la figura 704 (*Engineering News-Record,* 23 de junio de 1927, pág. 1026). Pero, dentro de este tipo, los ejemplos más importantes que parecen marcar una nueva modalidad de las presas los dan las de Don Martín, en Méjico, y Burguillo (Segovia), en España.

La presa del Burguillo, sobre el río Durantón (fig. 705), es debida a los ingenieros de Caminos Sres. Cantero y Romera, y su

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

estudio ha aparecido en la *Revista de Obras Públicas* de 15 de agosto, 15 de octubre y 1 de noviembre de 1931.

El deseo de conseguir la máxima economía hizo llegar a sus autores a esta solución, y es del orden del 33 por 100 el ahorro de volumen de fábrica sobre una presa de perfil de gravedad, con tangente del paramento de agua abajo de 0,85, y el 30 y 20 por 100 en el caso de ser el valor de la tangente de 0,8 y 0,7, respectivamente. El aumento de coste por el encofrado es del orden del 2 por 100.

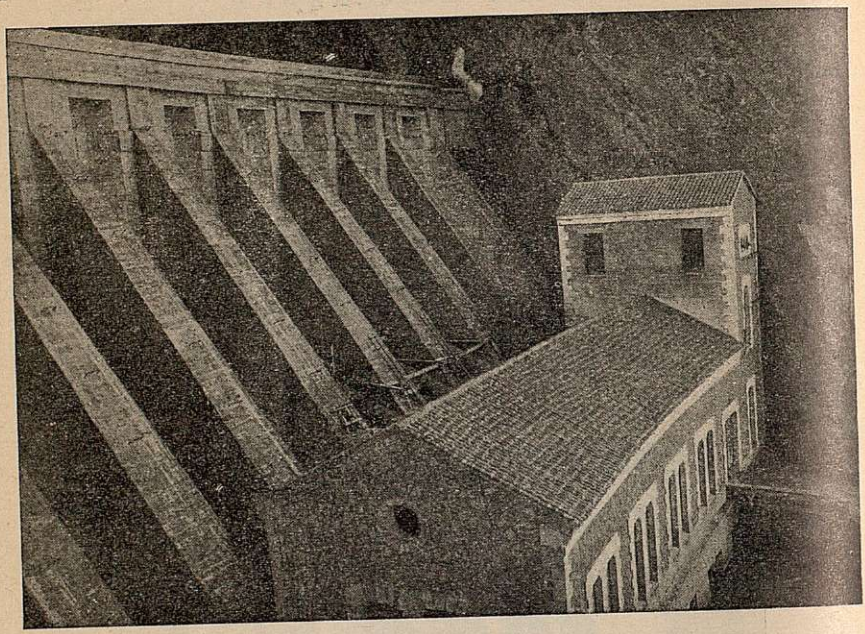


Fig. 705

Aparte de la economía, resuelve otros problemas de importancia en las presas de gravedad, como es la eliminación de la subpresión y el facilitar la gran superficie de paramentos la eliminación del calor del fraguado.

La figura 706 indica las secciones, el corte y proyección vertical de la presa.

Casi al mismo tiempo se construye en Méjico el aliviadero de la presa de Don Martín (fig. 707).

Se proyecta esta presa *(Proceedings A. S. C. E.,* 1930, página 2147) siguiendo una idea expuesta por Noetzli, y tiene algunas diferencias con la presa española que interesa señalar.

De casi la misma altura, es más atrevida la de Don Martín, con una reducción de secciones bastante apreciable. Y así, la separación de contrafuertes y espesor de éstos es, respectivamente,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

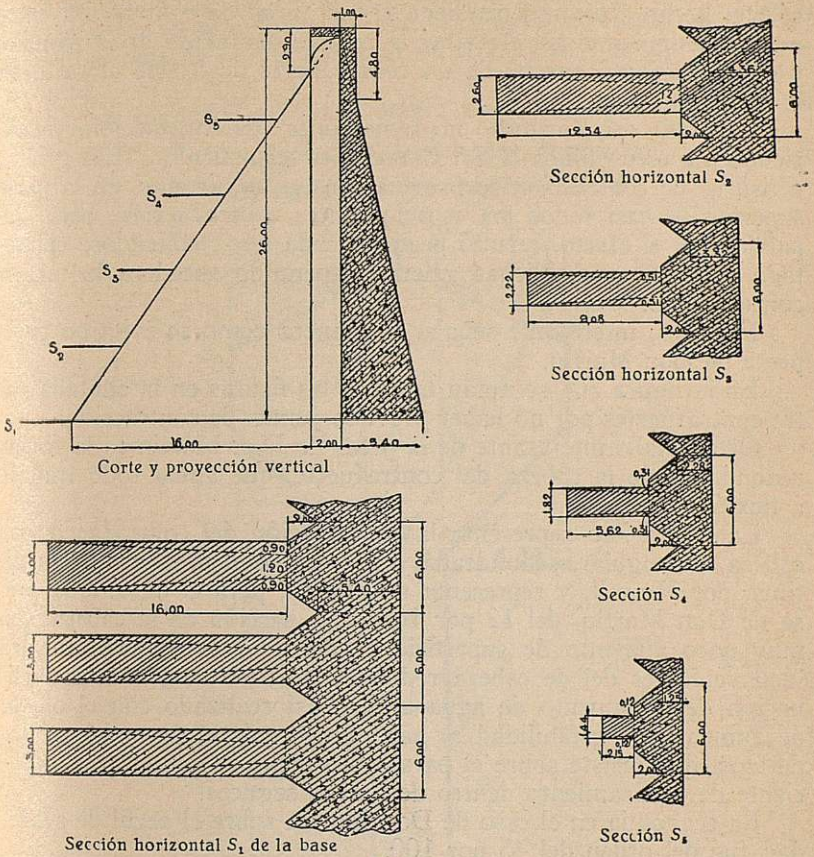


Fig. 706

de 9 m y 2 m, en la de Don Martín, y de 6 m y 3 m, en la del Burguillo.

El contacto entre elementos es, en la de Don Martín, de 2 m, y

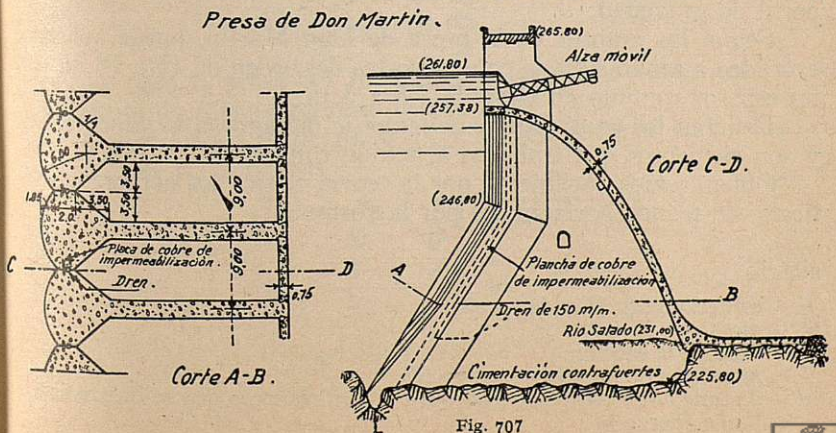


Fig. 707

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se han hecho éstos independientes, con junta de contracción entre ellos, consiguiendo así el evitar la posible fisuración de la pantalla y que un asiento parcial de un contrafuerte no afecte al resto de la obra.

La presa del Burguillo no tiene juntas de contracción, y refiriéndose a esto, indica el Sr. Cantero en su artículo: "Las grietas o fisuras de contracción se presentaron, efectivamente, en la parte superior de casi todos los espacios entre contrafuertes; pero, repartido así el efecto, resultó pequeño cada uno, habiéndose colmatado ya algunas de dichas grietas, esperando sucederá lo mismo con el resto..."

Es, pues, interesante señalar la manera cómo se evitaron en la presa de Don Martín.

En la figura 704 se notan también las fisuras en la pantalla entre contrafuertes por no haber previsto juntas de contracción.

Otro detalle interesante de la presa de Don Martín es la forma redondeada de la cabeza del contrafuerte, que anula todo trabajo a flexión.

La figura 708 representa la comparación del contrafuerte con cabeza rectangular, redondeada y de diamante, propuesta, esta última, por Howell, y representa un ahorro, para el caso de la presa de Don Martín, del 12 por 100 de la sección de la cabeza, con muy poco aumento de superficie de encofrado, que no tiene los inconvenientes del de cabeza redondeada. Otro detalle es la inclinación del paramento de agua arriba, así realizado con el objeto de aumentar la estabilidad al hacer intervenir el peso del prisma de agua que insiste sobre el paramento dicho y conservar el coeficiente de deslizamiento dentro de límites seguros.

La economía en el caso de Don Martín sobre el perfil de gravedad fué del orden del 45 por 100.

Las juntas se impermeabilizaron con una chapa de cobre, tras de la cual había un dren para recoger las posibles filtraciones.

Es muy interesante este tipo de presa, y ha de tener seguramente una gran aplicación, sustituyendo en muchos casos a las de perfil de gravedad.

Según los autores de la presa de Don Martín, puede aplicarse esta idea a separación de contrafuertes del orden de 15 a 18 m, con un espesor mínimo en ellos de 2,5 a 3 m.

Refieren los contrafuertes el empuje del agua a la cimentación, y son elementos que trabajan a flexión compuesta.

Obtendremos fácilmente por la teoría clásica los esfuerzos verticales en planos horizontales por la fórmula

$$n = \frac{F}{w} + \frac{Mv}{I}$$

siendo

F = esfuerzo normal en la sección.
M = momento flector.
w = área de la sección.
I = momento de inercia de la sección.
v = distancia del centro de gravedad a la fibra en la que se quiere hallar el esfuerzo n.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los esfuerzos horizontales n_1 y los tangenciales t se obtienen estableciendo el equilibrio de una rebanada infinitesimal, proyectando las fuerzas que la solicitan sobre los dos ejes, vertical y horizontal.

En los artículos del Sr. Romera puede verse el desarrollo del

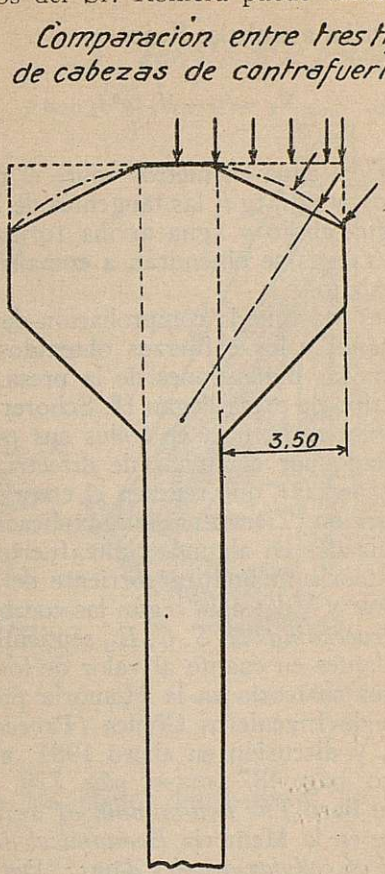


Fig. 708

cálculo para la presa del Burguillo, y puede servir de norma para el cálculo de cualquier presa de este tipo.

Obtenidos los esfuerzos n, n_1 y t, fácilmente se hallan los principales por las fórmulas

$$N = \frac{n + n_1}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{4t^2 + (n - n_1)^2}$$

$$N_1 = \frac{n + n_1}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{4t^2 + (n - n_1)^2}$$

$$T = \frac{1}{2}\sqrt{4t^2 + (n - n_1)^2}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En los paramentos pueden obtenerse los valores de los esfuerzos principales del conocimiento de n; en el paramento agua abajo

$$N = n(1 + \text{tg}^2 i) \qquad N_1 = 0 \qquad T = \frac{N}{2}$$

y en el de agua arriba a embalse lleno

$$N = \frac{h}{10}\ \text{kg/cm}^2 \qquad N_1 = (n - N)\,\text{tg}^2 i_1 + n \qquad T = \frac{N - N_1}{2}$$

siendo h la altura del agua en metros sobre el punto en el que se hallan los esfuerzos, y tg i, tg i_1 las tangentes de los ángulos que los paramentos de agua abajo y agua arriba forman con la vertical.

Las máximas cargas se obtendrán a embalse lleno y en el paramento de agua abajo.

Todo esto no es más que la comprobación de una presa dimensionada de antemano, y los esfuerzos obtenidos nos dirán si debemos o no alterar las dimensiones de la presa.

A este mismo tipo de presa llegan H. Schorer y F. Vogt al buscar la presa de igual resistencia en todos sus puntos. Suponen el contrafuerte formado por columnas de directriz curvilínea (catenaria de igual resistencia), que refieren el empuje del agua y peso propio a la cimentación. Tienen así una explicación lógica las juntas inclinadas realizadas en algunos contrafuertes.

Al parecer, la teoría monolítica corriente del contrafuerte y la columnar de Schorer y Vogt dan, según las comprobaciones de Nelidov y Noetzli (*Proceedings A. S. C. E.*, septiembre y enero 1931), resultados concordantes en cuanto al valor de los esfuerzos.

Expone Schorer su teoría en la Memoria presentada a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (*Proceedings*, noviembre 1930, pág. 1947), y discusión en enero 1931, pág. 173; febrero, página 383; marzo, pág. 487; mayo, pág. 779, y septiembre, página 1081) y en su libro *The hollow dam of uniform strength.*

Vogt la expone en la Memoria *Economical design of buttesses for high dams and of cellular gravity dams.* "Det Kgl. Norske Videnskabers Selskab, Trondhjem Norway" (*Proceedings*, 1929, número 40).

Presas de vanos internos.

Siguiendo las ideas que presiden este capítulo: economía de material y resolución de otros problemas de las presas de gravedad, ha llegado Figari a un tipo de presa interesante.

Tipo Figari. — Fué propuesto en 1900 por L. Figari (*Giornale dei Genio Civile*) para la presa de Gelmersee, en Suiza (fig. 709), y más tarde para la presa de Rochemolles, en Italia, no llegándose en ninguno de los casos a la realización.

La figura 710 representa un estribo de la presa de bóvedas múl-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tiples de Pavana, único sitio que conocemos en donde se aplicó la idea de Figari.

El cálculo se realiza como en una presa de gravedad, encontrando las curvas de presiones a embalse vacío y lleno. Los esfuer-

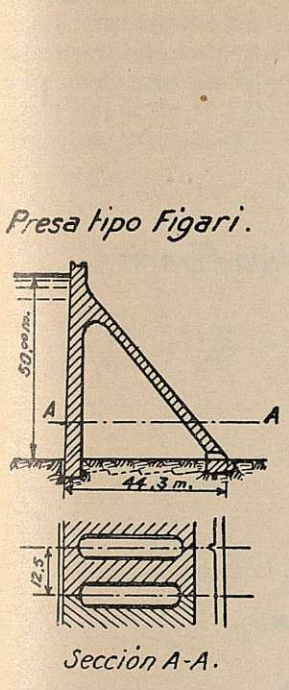


Fig. 709

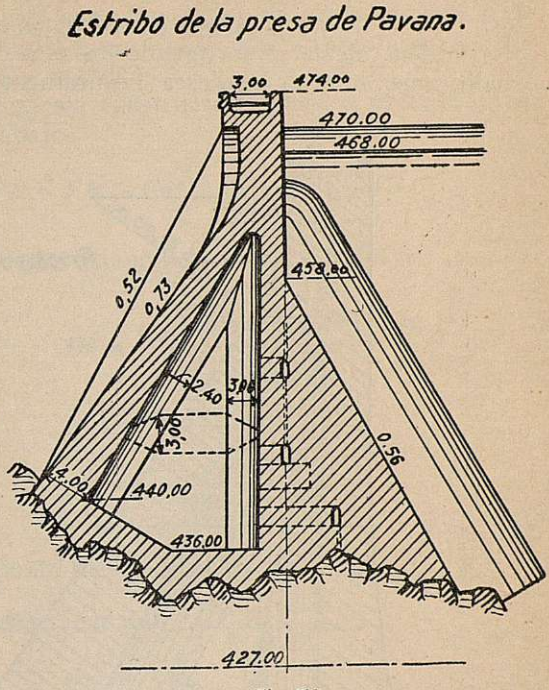


Fig. 710

zos verticales en los planos horizontales se calcularán por la fórmula

$$\sigma = \frac{F}{w} \pm \frac{Mv}{I}$$

siendo I el momento de inercia de la sección aligerada y v la distancia del centro de gravedad de la sección al punto en el que queremos hallar el esfuerzo; llamaremos v' y v'' a las distancias a los paramentos agua abajo y agua arriba exteriores, respectivamente, y llamaremos

$$\frac{I}{v'} = W' \qquad \frac{I}{v''} = W''$$

los momentos resistentes.

El momento flector $M = F \cdot d$, siendo d la distancia del punto

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de paso de la resultante al centro de gravedad. Si queremos hallar el extremo del núcleo central bastará hacer $\sigma = 0$.

$$0 = \frac{F}{w} \pm \frac{F \cdot d}{W'} \qquad d = \frac{W'}{w}$$

y si, en vez de W', ponemos W'', obtenemos el otro extremo.

Pueden calcularse fácilmente los esfuerzos máximos verticales analíticamente, y si se desea gráficamente, a embalse lleno, por

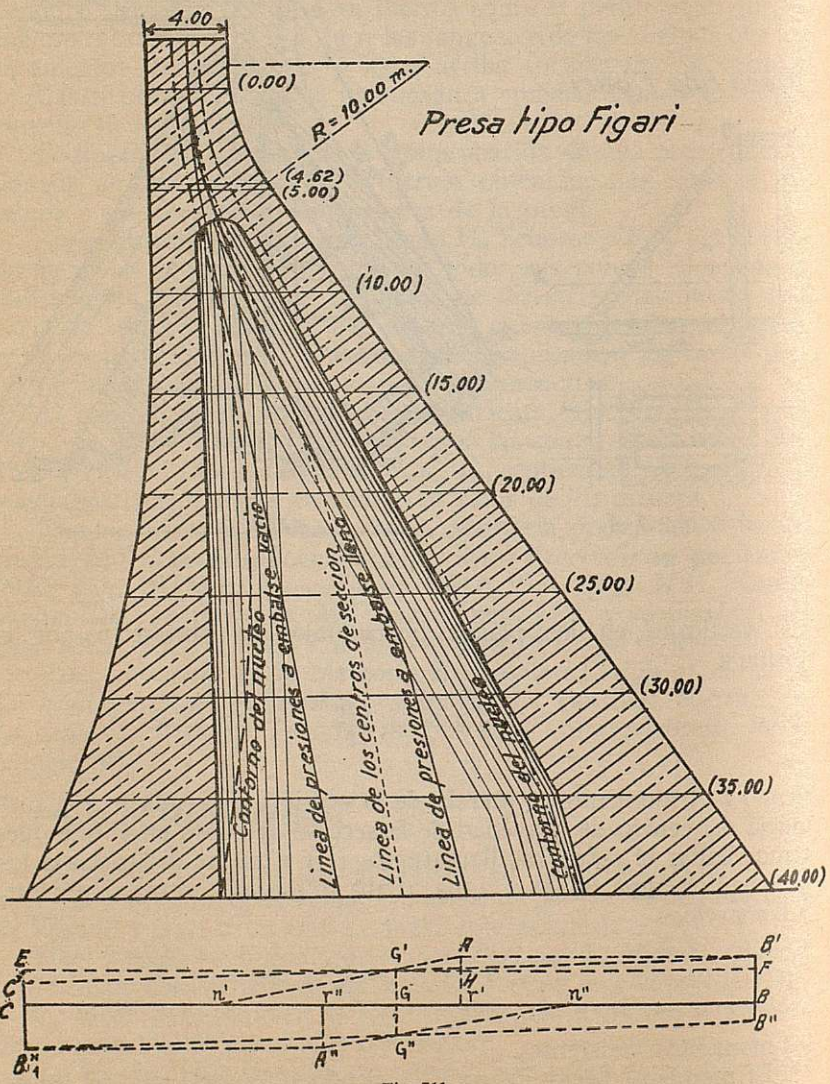


Fig. 711

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ejemplo, basta (fig. 711) llevar $GG' = \frac{F}{w}$, unir n' extremo del núcleo central con G' y prolongarla hasta cortar en A a la perpendicular elevada por γ', punto de paso de la resultante. Trazar por A una horizontal, hasta que encuentre en B' a la vertical del extremo de la sección, y unir B' con G', y la ley de esfuerzos verticales en la sección la representa la línea $C'G'B'$. Del mismo modo se procedería en caso de embalse vacío.

Fácilmente se verifica esta construcción, pues, a embalse lleno, en el paramento agua abajo

$$\sigma_1 = BB' = FB + FB' = GG' + AH = \frac{F}{w} + AH$$

pero por la semejanza de los triángulos AHG' y $GG'n'$,

$$\frac{n'G}{GG'} = \frac{G'H}{AH} \qquad AH = \frac{GG' \cdot G'H}{n'G} = \frac{\frac{F}{w} \cdot d}{\frac{W'}{w}} = \frac{F \cdot d}{W'}$$

luego

$$\sigma_1 = \frac{F}{w} + \frac{Fd}{W'}$$

En el caso de ser G el punto medio de la sección $B'F = C'E$ y

$$\sigma_2 = CC' = CE - EC' = \frac{F}{w} - \frac{Fd}{W'}$$

Caso de no serlo, entonces, por la semejanza de los triángulos $G'B'F$ y $G'C'E$,

$$\frac{B'F}{G'F} = \frac{EC'}{EG'} \qquad EC' = \frac{B'F \cdot EG'}{G'F}$$

pero

$$B'F = AH = \frac{F \cdot d}{W'} = \frac{F \cdot d}{\frac{I}{v'}} \qquad EG' = v'' \qquad G'F = v'$$

luego

$$EC' = \frac{\frac{F \cdot d \cdot v'}{I} \cdot v''}{v'} = \frac{F \cdot d}{\frac{I}{v''}} = \frac{F \cdot d}{W''}$$

y

$$\sigma_2 = \frac{F}{w} - \frac{Fd}{W''}$$

Esta construcción es aplicable a las presas de gravedad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La ventaja del tipo Figari se evidencia observando la fórmula

$$\sigma = \frac{F}{w} \pm \frac{F \cdot d}{W}$$

El primer término depende del peso del muro, y el segundo casi exclusivamente de la posición del centro de gravedad. Según Figari, al aligerar la sección, disminuye más F que w, y la relación $\frac{F}{w}$

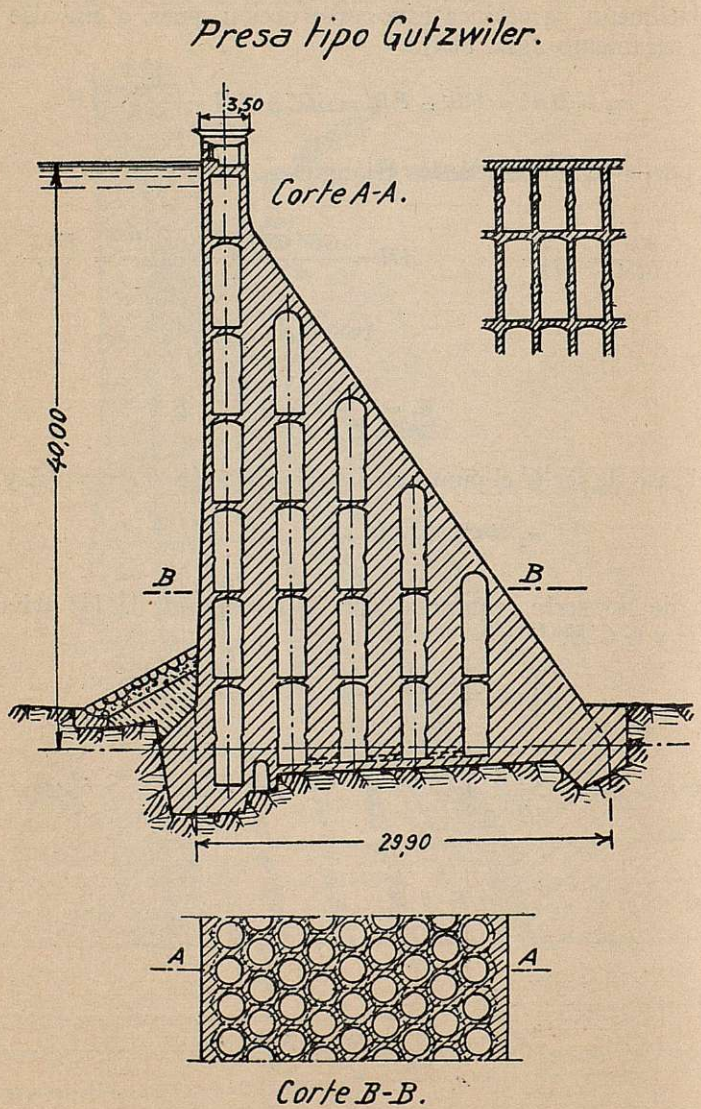


Fig. 712

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

es menor en la presa aligerada que en la maciza. Si este aligeramiento se hace de modo que su centro coincida con el de la sección de la presa maciza se reduce el primer término, y el segundo varía muy poco, disminuyendo, por lo tanto, la carga. El desplazamiento del centro de gravedad de la sección aligerada respecto al de la sección maciza, en uno u otro sentido, hará variar el segundo término y, por lo tanto, las cargas. Hay que tener muy en cuenta el esfuerzo cortante en la sección aligerada.

Según Figari, en presas hasta 25 m de altura, el volumen de fábrica de su tipo es superior al de la presa maciza, pero las resultantes quedan más centradas. Para 35 m de altura, la economía es

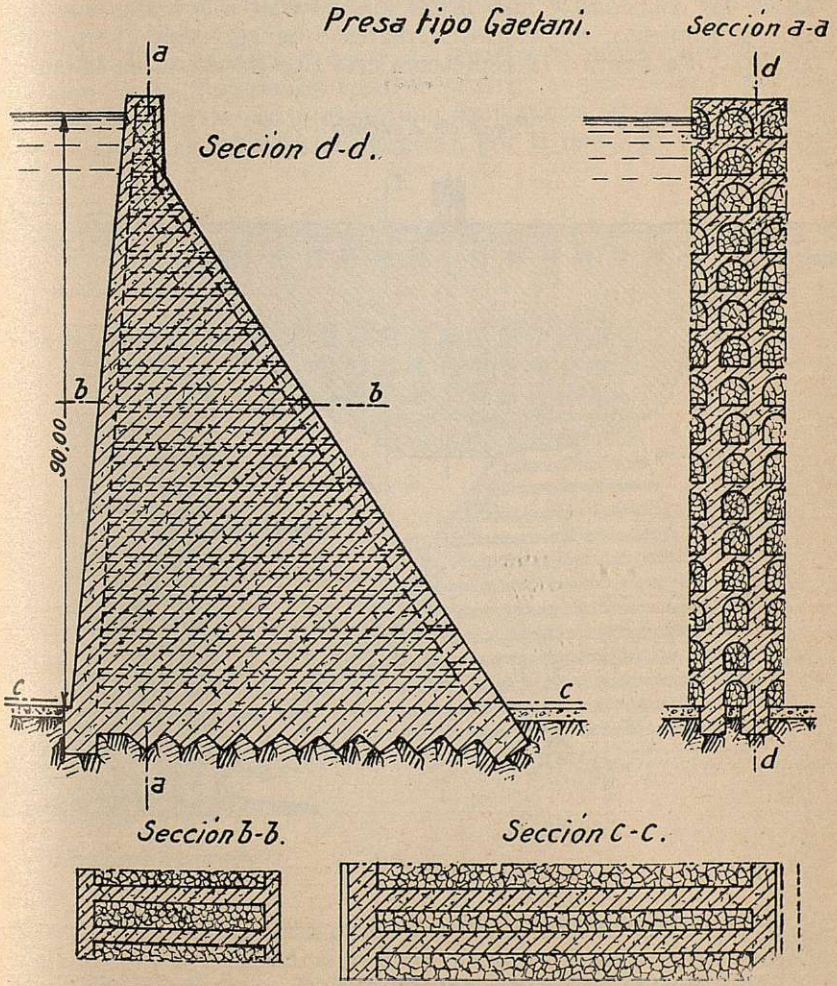


Fig. 713

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

del orden del 11 por 100, y para 40 m, del 15 por 100, creciendo con la altura de la presa.

Aparte de la economía de volumen, antes citada, para presas de cierta altura, que tienen como contrapartida el mayor coste de encofrado, el tipo Figari tiene la ventaja de la disminución de la subpresión, que quedará reducida a la que se origine en la pantalla junto al agua. Además, la mayor superficie de paramentos hace que la radiación del calor por el fraguado sea más rápida, disminuyendo así los efectos de retracción.

Presas de tipo colmena.

Tipo Gutzwiler. — La gran resistencia que ofrecen los panales de las colmenas le hizo llegar a Gutzwiler a concebir este tipo de aligeramiento, con vanos circulares o hexagonales, que patentó en 1920. La figura 712 representa este tipo de presa, en la que la

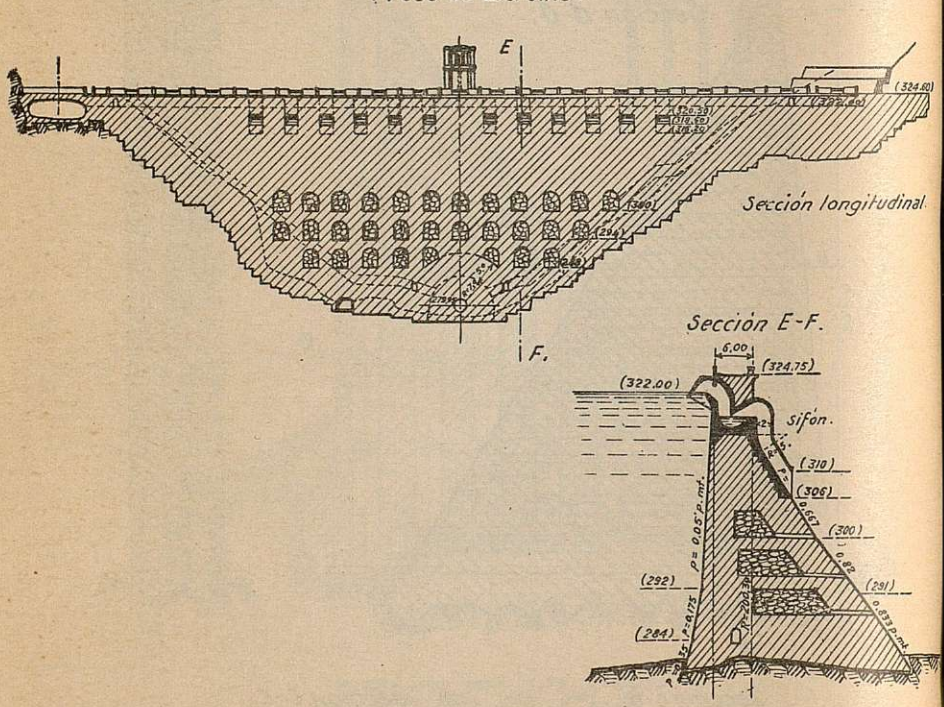


Fig. 714

economía obtenida por el aligeramiento está con creces compensada por el encofrado y dificultad constructiva.

Tipo Gaetani.—En noviembre de 1924, en el *Annali dei Lavori Pubblici,* propuso este ingeniero el tipo que indica la figura 713.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las características principales de este tipo eran: conservar el perfil triangular, evitar armaduras, disminuir el cubo de fábrica, alterar lo menos posible la estabilidad con el relleno de las galerías, anular la subpresión y eliminar fácilmente el calor interno de la fábrica.

La fábrica propuesta fué hormigón en masa; la impermeabilidad se consigue con la pantalla de agua arriba, de dosificación rica y de espesor creciente de la coronación a la base. Esta pantalla está sostenida por muros o contrafuertes de espesor creciente de la coronación a la base, enlazados con bóvedas de arriostramiento de hormigón pobre, lo mismo que la pantalla de cierre de agua abajo. Los espacios que quedan se rellenan de material árido, mezclado de modo a conseguir la máxima densidad, cercana a la de la fábrica, si es posible.

Con ello se reduce el coste, se resuelve el problema de la subpresión, y las filtraciones, caso de ocurrir, se denunciarán por los drenes de las galerías, y es posible combatirlas. Parecen algo contrarrestadas las ventajas económicas, por la mano de obra que requiere.

Presa tipo colmena de Grunsky.

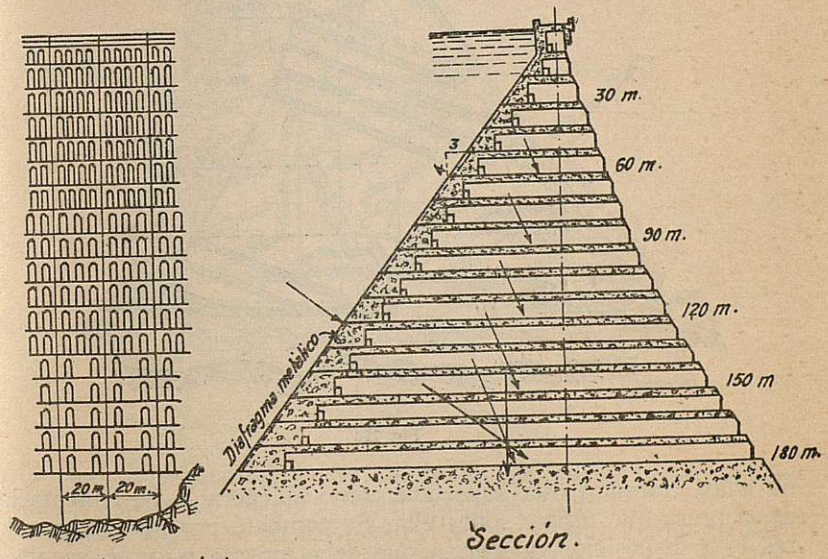


Fig. 715

Siguiendo esta idea, se ha realizado en Italia la presa de Zerbino (fig. 714), de 45 m de altura, que tiene tres filas de galerías.

Tipo Grunsky. — Recientemente ha propuesto Grunsky *(Civil Engineering,* abril 1931, pág. 630) un tipo muy parecido al de Gae-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tani (fig. 715); se diferencia en la inclinación del paramento de agua arriba, con objeto de hacer intervenir en la estabilidad el prisma de agua que sobre él insiste; en conseguir la impermeabilización por medio de un diafragma metálico, idea muy combatida en la discusión de su artículo, y que se puede evitar obteniendo una pantalla impermeable por una dosificación adecuada del hormigón, o con enlucidos a base de gunita o bituminosos.

Dispone también Grunsky juntas verticales cada 20 m, que lleva hasta la cimentación, por la observación de que las acabadas a mitad de altura de la presa forman siempre en alguna distancia una grieta continuación de las mismas. Y dispone también juntas horizontales de construcción en el plano superior de una fila de

Presa tipo colmena de Grunsky con galerías inclinadas.

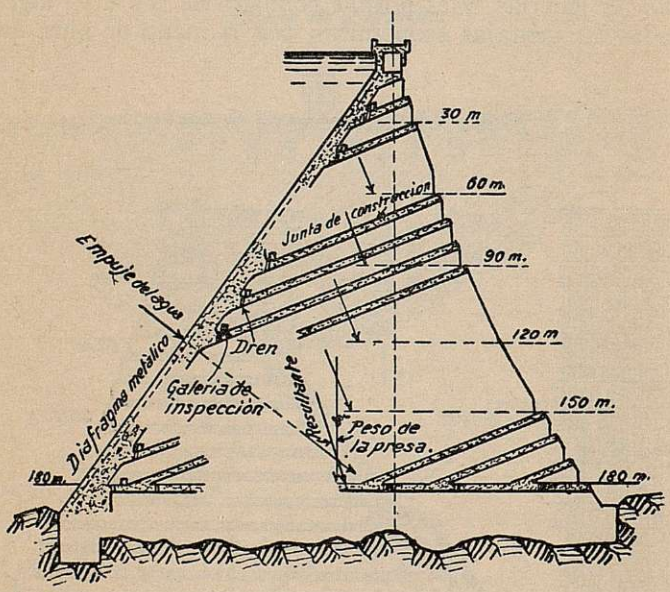


Fig. 716

bóvedas, tratando esta superficie como si fuera la de cimentación de la presa que insiste sobre ella. Se combate por los impugnadores esta disposición, alegando que debe tenerse muy en cuenta el esfuerzo cortante y no crear planos de debilidad.

Por último, dispone también una red de drenes y comunicaciones entre galerías, de modo que una posible filtración es llevada al exterior fácilmente.

Estudiado este primer tipo, indica después la posibilidad y ventaja de realizar las galerías inclinadas con una dirección normal a

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la resultante del peso de la presa, más el empuje del agua (fig. 716).

Completa esta idea rellenando las galerías, o de material árido o de agua (fig. 717), teniendo ésta el inconveniente de la posibilidad de congelación, y los esfuerzos consiguientes que, por aumento de volumen del agua congelada, sufriría la estructura.

Esta es muy complicada, y sólo tendiendo a la formación de contrafuertes puede abordarse aproximadamente su cálculo. En la unión de las galerías con la pantalla hay que cuidar mucho de la

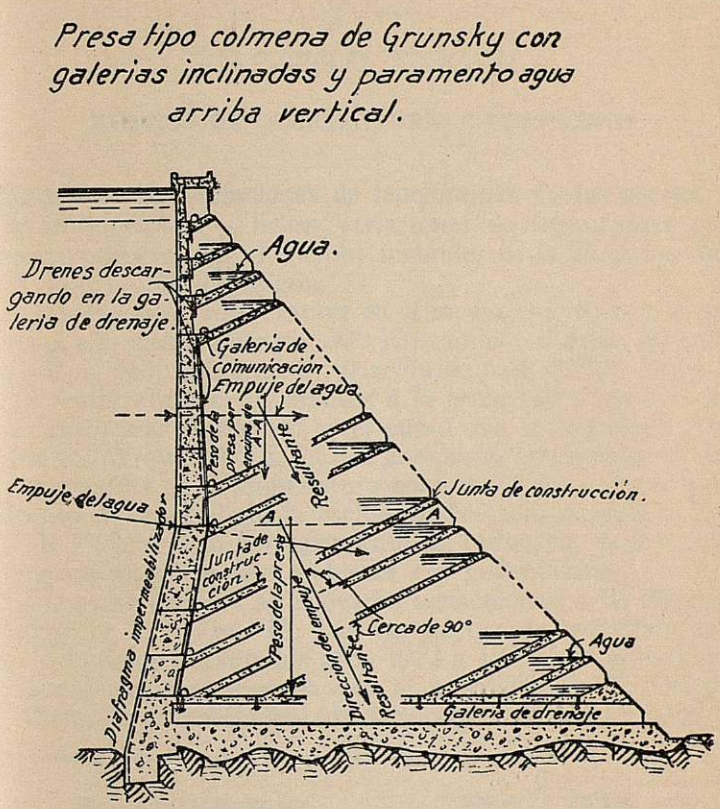


Fig. 717

distribución de esfuerzos, y con objeto de facilitarla, matar todos los ángulos, acabándolas en formas parecidas a cúpulas.

El ahorro, según L. R. East, es del 40 por 100, disminuído por el aumento de encofrados, cuyo coste es del 10 por 100 del de la presa. Mas aun no consiguiendo ninguna economía en la masa, si por una acertada distribución conseguimos, como parece ser, pasar la resultante por el centro de la base de la sección, hemos doblado el coeficiente de seguridad de la presa.

Al parecer, Jakobsen propuso un tipo análogo en 1929.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XXXVIII

EFECTOS DE TEMPERATURA Y SUBPRESION

Efectos de las variaciones de temperatura en las presas. Juntas de contracción. — Dichas variaciones de temperatura pueden provenir: primero, del ambiente; segundo, de la elevación de ella por el fraguado del hormigón.

La variación de temperatura en el medio ambiente en el transcurso del año puede alcanzar 60°. En cambio, el agua del embalse en la misma época no tendrá variación de más de 30°. Estos cambios de temperatura se transmiten a la presa con tanta más intensidad cuanto más superficial es el punto que se considere. Así, en la presa de Arrowrock (E. U.) se comprobó que siendo 40° la oscilación máxima de la temperatura normal del ambiente, a 3 m del paramento de agua abajo la oscilación fué sólo durante la misma época de 7°. Y a 6 m del paramento, la influencia de la variación de temperatura del medio ambiente era insignificante.

En la presa de Broc se colocaron termómetros a las alturas que se indican en la figura 718. Las variaciones de temperaturas máximas y mínimas durante los años 1923 a 1925 fueron las siguientes (comunicación presentada por el ingeniero H. E. Grüner al XIV Congreso Internacional, celebrado en El Cairo en 1926).

Observaciones de temperatura	Mínimo	Máximo	Diferencias entre máximo y mínimo
Aire	— 13° C	30° C	43°
Agua	+ 4°	16°	12°
En la coronación	— 1,5°	20°	21,5°
10 metros debajo de la coronación	— 4,7°	8,9°	13,6°
20 ídem íd	+ 2°	6°	4°
40 ídem id	+ 4°	11°	7°
En el fondo	+ 5,7°	8,7°	3°

Como la presa de Broc es de bóveda, y, por lo tanto, con espesores relativamente reducidos, la influencia en el interior de la tem-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

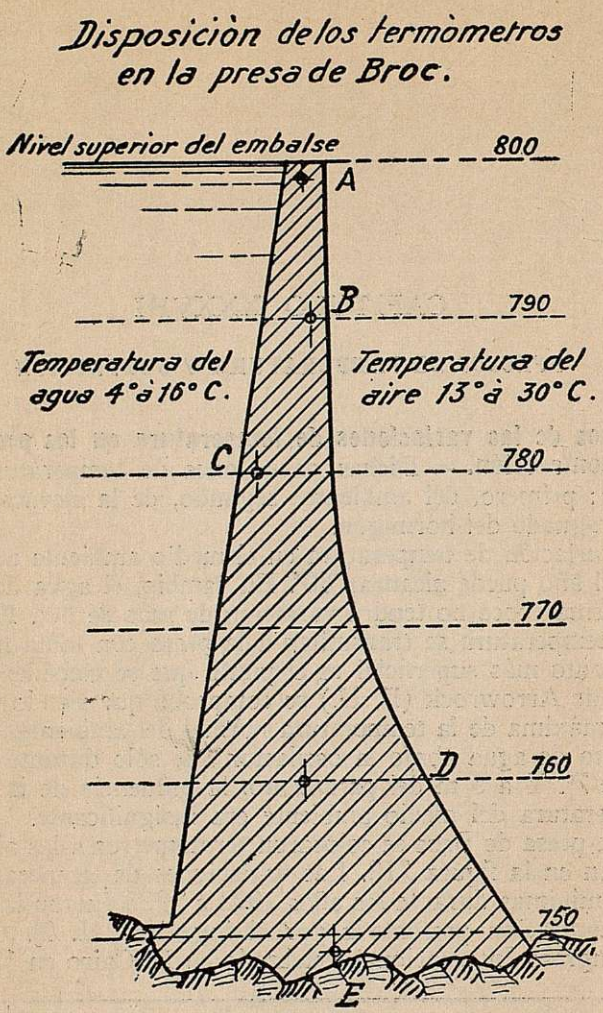


Fig. 718

peratura exterior es mayor que en las presas de gravedad para la misma oscilación de temperatura del ambiente.

La otra causa de variación de temperatura en la masa del hormigón es debida a la reacción química del fraguado. Y su cuantía depende de la calidad del cemento, y especialmente de la cantidad de elemento fino, de la dosificación del hormigón y de la cantidad de éste que se coloque en el día.

El aumento se produce rápidamente (en ocho a quince días), y el descenso dura muchos meses. La presa de Broc (bóveda) tardó siete meses en enfriarse; en cambio, la de Arrowrock (gravedad) se calcula que su masa interior tardó cinco años. Cuanto más hor-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

migón se coloque en el día, se eleva más la temperatura de la masa interior, por ser de difícil radiación. Así se explica que en las presas de mampostería, en las que se empleaba, por su naturaleza, menos cantidad de cemento que en las de hormigón, y en las que el trabajo necesariamente se llevaba con más lentitud que en éstas, la elevación de temperatura no tenía importancia.

Parece que dicha elevación es independiente de la temperatura en el momento de colocación en obra del hormigón. De modo que añadiendo a esta temperatura la elevación de ella determinada por el fraguado, se obtendrá la máxima que alcanza.

El enfriamiento posterior de la masa del hormigón determina contracciones y las grietas consiguientes cuando aquéllas rebasan el límite de resistencia a la tracción. Esta contracción no puede evitarse, pero se puede disminuir con la lenta ejecución de la obra. La mayor dosificación de cemento, al aumentar la temperatura de su fraguado, aumenta la consiguiente contracción.

Diagrama de la elevación de temperatura en la presa de Broc por causa del fraguado.

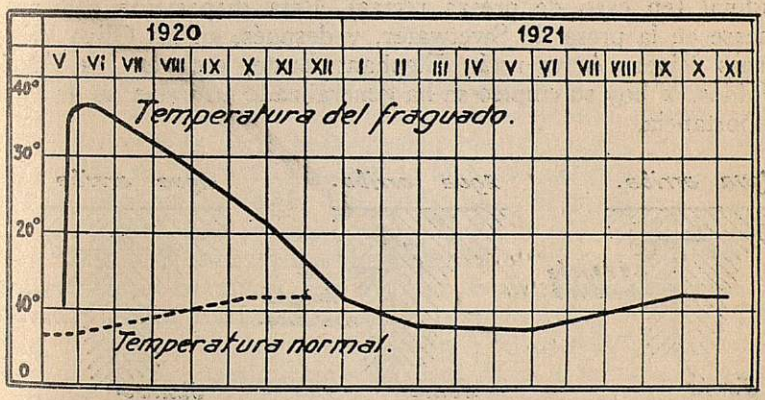


Fig. 719

La figura 719 representa el diagrama de elevación de temperatura por el fraguado en la presa de Broc (Suiza), y se ve que alcanzó 22° (dosificación del hormigón, 240 kg cemento; 500 litros arena y 800 grava).

En Arrowrock la temperatura se elevó a 21° (dosificación 1 : 2, 5 : 5).

En Spaulding se elevó a 24° (dosificación 1 : 3 : 6).

En Boonton se elevó a 18° (dosificación 1 : 3 : 6).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Siendo hoy el hormigón el material empleado casi exclusivamente en la construcción de las presas, y conviniendo que éstas se construyan en escaso tiempo, colocando al efecto grandes masas de dicho material en el día, la elevación de temperatura por el fraguado es inevitable, y, por lo tanto, la contracción consiguiente y la formación de grietas.

Si suponemos que la variación de temperatura es de $t = 25°$; que el coeficiente de dilatación lineal del hormigón sea $\alpha = 0{,}00001$, y que el módulo de elasticidad sea $E = 150\,000$ kg/cm², la tensión unitaria que se producirá es de $\sigma = E \cdot \alpha \cdot t = 37{,}5$ kg/cm², y como corrientemente el mortero no tendrá esta resistencia, se producirá la rotura.

Aun empleando mampostería, por las variaciones de temperatura de la masa, debidas a las del medio ambiente, las grietas se forman, pero son múltiples y de escaso espesor cada una de ellas, pasando desapercibidas.

Siendo inevitables las grietas, conviene dejar en la obra superficies de mínima resistencia a la contracción, por donde se producirán dichas grietas, dispuestas de modo que la presión que el agua pueda determinar no sea dañosa a la estabilidad de la presa. Estas superficies se llaman *juntas de contracción*.

Se disponen en el sentido transversal de la presa, en planos radiales (en caso de presas curvas), o normales a la dirección longitudinal (en caso de presas rectas). Esta disposición comenzó a usarse en la presa de Swetwater, y después, en las Olive Bridge, Cross River, Arrowrock, Elephant Butte, etc., en los Estados Unidos. Y hoy su empleo se ha generalizado en todas las de alguna importancia.

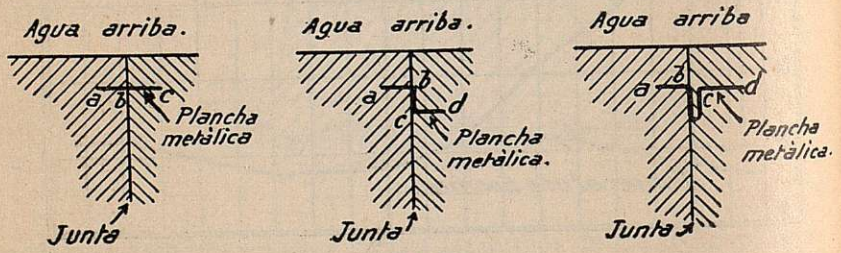


Fig. 720

Estas juntas se cerrarán en verano y se abrirán en invierno. Para evitar el paso del agua, cuando están abiertas, se dispone la superficie de ella con redientes, que determinan mayor recorrido y disminución de la pendiente piezométrica, y se coloca frecuentemente una chapa de cobre u otro metal. Estas chapas pueden ser: formando un solo plano (fig. 720), en forma quebrada o en bucle. En el primer caso, la parte *ab* queda empotrada en la obra, y la *bc* se la embadurna de parafina, aceite o brea, para que no se adhiera

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a ella el hormigón, y que al abrirse la junta la chapa pueda resbalar. En las otras disposiciones, la forma de la chapa permite adaptarse a la pequeña variación que experimente la junta. En algunas, como se verá en los ejemplos siguientes, para conseguir su impermeabilidad, o se ponen losas verticales de tapamento de ellas en pozos habilitados al efecto, o estos pozos se rellenan de hormigón en época fría, o de asfalto, con disposición para recalentarlo.

Por tener la presa más espesor a medida que se desciende desde la coronación al fondo, y siendo menos sensibles las variaciones de temperatura del medio ambiente, conforme se profundiza en la masa, la parte alta de la presa está más expuesta a las con-

Disposición de las juntas en la Presa de Elephant Butte.

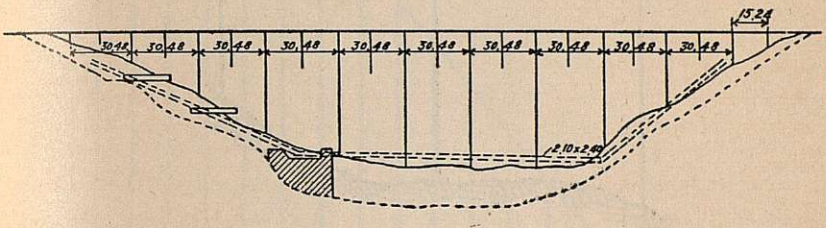


Fig. 721

tracciones por dicha causa. De aquí se deduce la conveniencia de multiplicar más las juntas que afectan a la parte alta, mientras que las que llegan a la parte baja quedan más distantes, prescindiéndose de ellas en la parte más cercana al fondo del cauce. Así, en la presa de Elephant Butte (E. U.), de 93 m de altura (fig. 271), hay juntas distantes 30,48 m, que llegan a los 65 m por debajo de la coronación, y otras intermedias distantes 15,24 m, que llegan sólo a los 20 m de profundidad. En la presa de Cignana (Italia), de 60 metros de altura, las juntas se suceden como indica la figura 722. Las que llegan al fondo, marcadas con *P*, distan 30 m. Hay además otras, las *S*, que alcanzan sólo unos 20 m, y atraviesan la presa, mientras que las *p* sólo llegan desde el paramento de agua arriba hasta el plano de drenaje (*Energia Elettrica*, 1928 y 1929, diciembre y enero, respectivamente).

Al quedar dividida la presa por las juntas en bloques separados, a fin de favorecer la radiación de la temperatura determinada por el fraguado y que sea menos sensible la contracción, se construyen dichos macizos alternados. Así, la superficie de juntas contribuye a la radiación, y los macizos intermedios se procura ejecutarlos en época fría o de temperatura no muy elevada, y al aumentar ésta, la presa se dilatará, comprimiendo el hormigón en el sentido de su longitud, y al llegar las bajas temperaturas la abertura de las juntas será muy escasa.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

M. A. Renaud, en los *Annales des Ponts et Chaussées* (1930, II, pág. 143), del estudio de la fisuración producida en la presa de

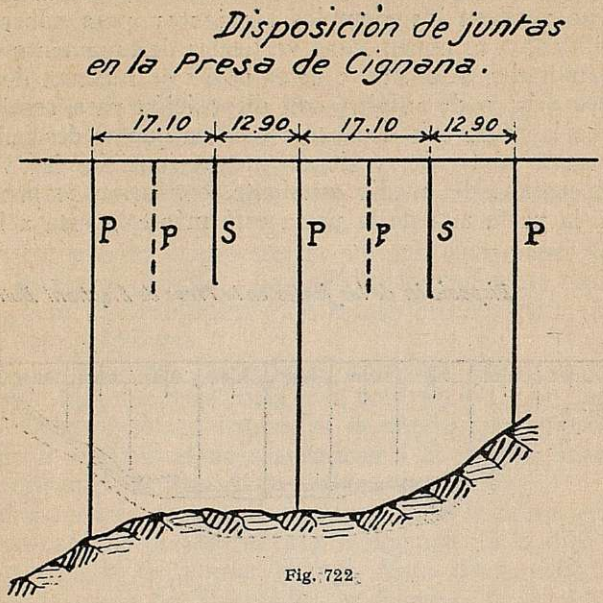


Fig. 722

San Marcos, llega a las conclusiones siguientes para evitar grietas:

Hormigonar por bloques de 15 m, y en las partes altas, de 8 metros.

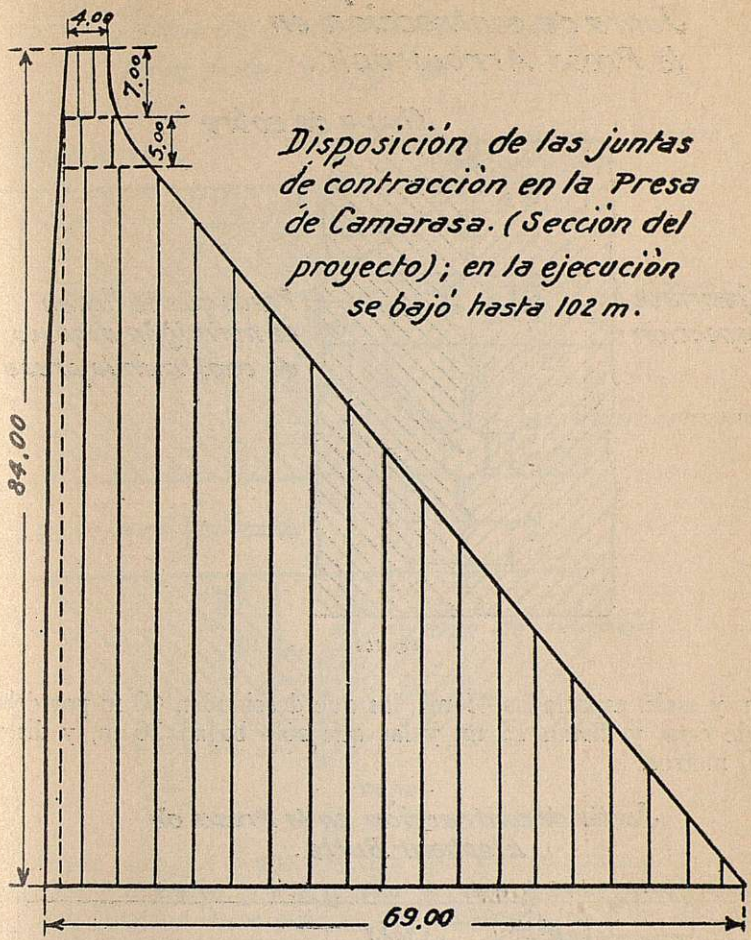
Hacer los bloques con el mínimo de interrupciones, de una manera continua, lo más altos posible; no seguir el hormigonado más que sobre hormigones bastante frescos, para que estén lejos de la fisuración o bastante viejos (4 meses), para que esté casi toda hecha.

Las figuras 723 *a, b, c, d* representan la disposición de las juntas de la presa de Camarasa. Estas juntas distan entre sí 16 m, y sólo alcanzan a la parte superior de la presa.

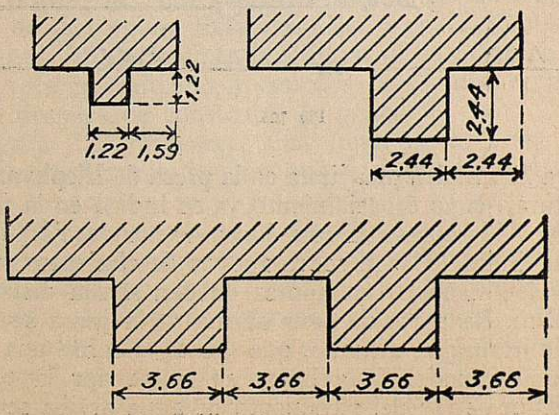
Su impermeabilización queda fiada a sus redientes, y se ha conseguido de modo absoluto. La forma de retallos indicada en la figura 723 *b* se emplea hasta 7 m por debajo de la coronación. La 723 *c* se emplea desde los 7 a los 12 m, y la 723 *d*, desde los 12 m hasta la máxima profundidad alcanzada con ellas.

La figura 724 representa una junta de contracción en la presa de Arrowrock (E. U.), de 105 m de altura. Está provista de chapa de cobre, para atajar el paso del agua, y además se dejan en el eje de ella pozos de 1,05 y 3,05 m de ancho, que se rellenaron de hormigón en la primavera, después de algunos meses de construída la presa. En Arrowrock hay tres clases de juntas: las que van hasta la galería de drenaje (unos 65 m por debajo de la corona-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Disposición de las juntas de contracción en la Presa de Camarasa. (Sección del proyecto); en la ejecución se bajó hasta 102 m.



Figuras 723 *a*, *b*, *c* y *d*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

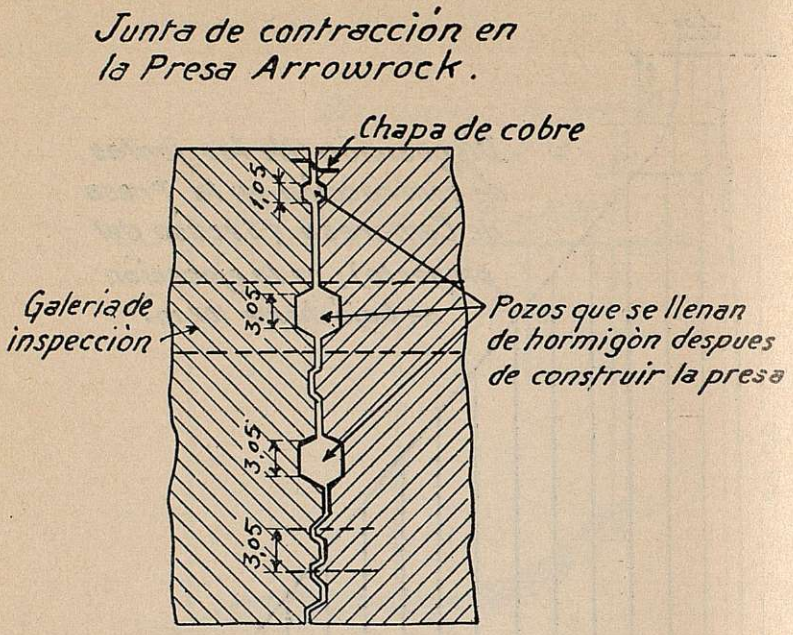


Fig. 724

ción, y están espaciadas 45 m), las que descienden 40 m por debajo de ésta, y distan 15 m, y las que sólo bajan 20 m, y distan 7,50 metros.

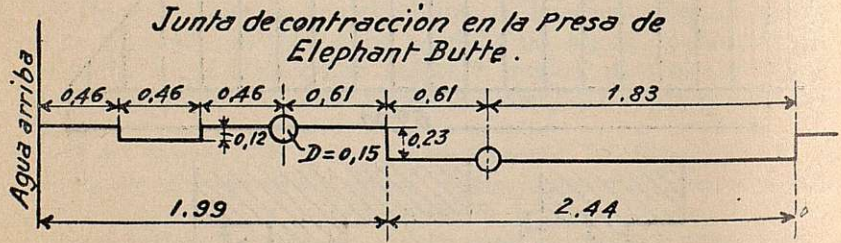
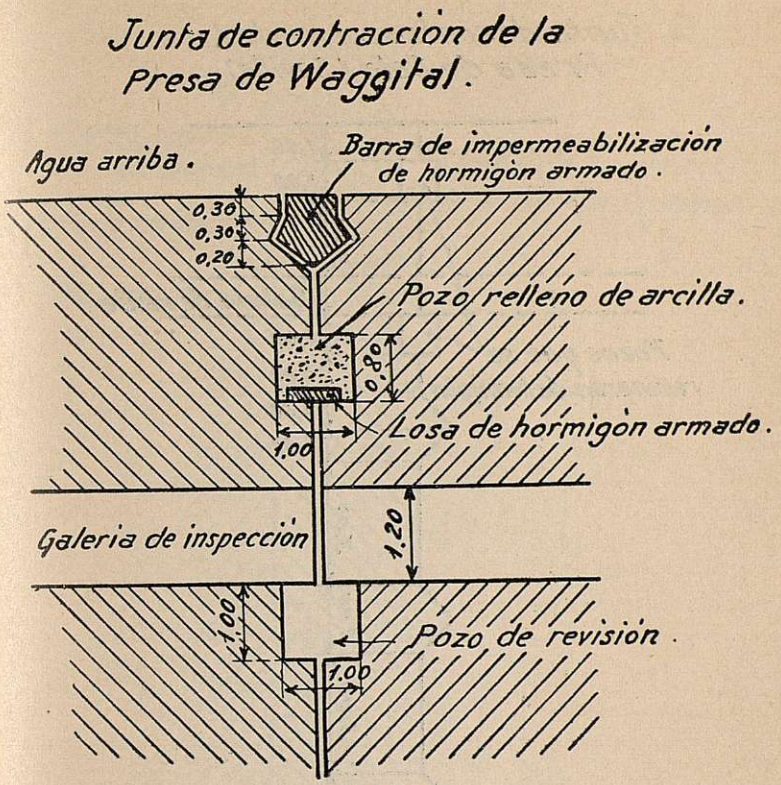


Fig. 725

La figura 725 indica una junta en la presa de Elephant Butte (de 93 m de altura), cuyo espaciamiento ya se indicó en la figura 721.

La figura 726 representa una junta de contracción en la presa de Wäggital, Suiza (110 m sobre apoyos de cimientos y 65 m sobre el fondo del cauce). Las juntas quedan a una distancia horizontal de 32 m. La parte de agua arriba de la junta se cierra con una barra de hormigón armado, que descansa sobre una superficie de cartón alquitranado. Esta barra se aplica por la presión del agua. A 1,80 m detrás del paramento de agua arriba se encuentra

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Fig, 726

un primer pozo, en el que hay una losa, que se aplica a la pared de agua abajo del pozo, por la presión del agua que pueda filtrarse por la barra anterior. Este pozo se dejó abierto para rellenarlo de arcilla o de hormigón. Aún hay otro pozo de revisión agua abajo de la galería de inspección. Esta junta ha dado excelentes resultados.

La figura 727 representa una junta de la presa de Cala (Sevilla), dispuesta en redientes y con dos pozos, que se rellenaron de hormigón después de construída la presa.

La figura 728 representa una junta de la presa de Cignana (Italia). La impermeabilización está fiada a una losa de hormigón armado, que se aplica en el paramento de agua arriba sobre una capa de fieltro, más una plancha de cobre, que queda alojada en un pozo de revisión. La distancia entre juntas se indica en la figura 722.

La figura 729 indica una junta de contracción de la presa Barberine (Suiza), de 80 m de altura. Hasta los 40 m, a partir del fondo, no se dispuso juntas, y ninguna fisura se ha observado. La parte superior está provista de juntas distantes 25 m, en las que en la parte de agua arriba, y en una longitud transversal de la mitad del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

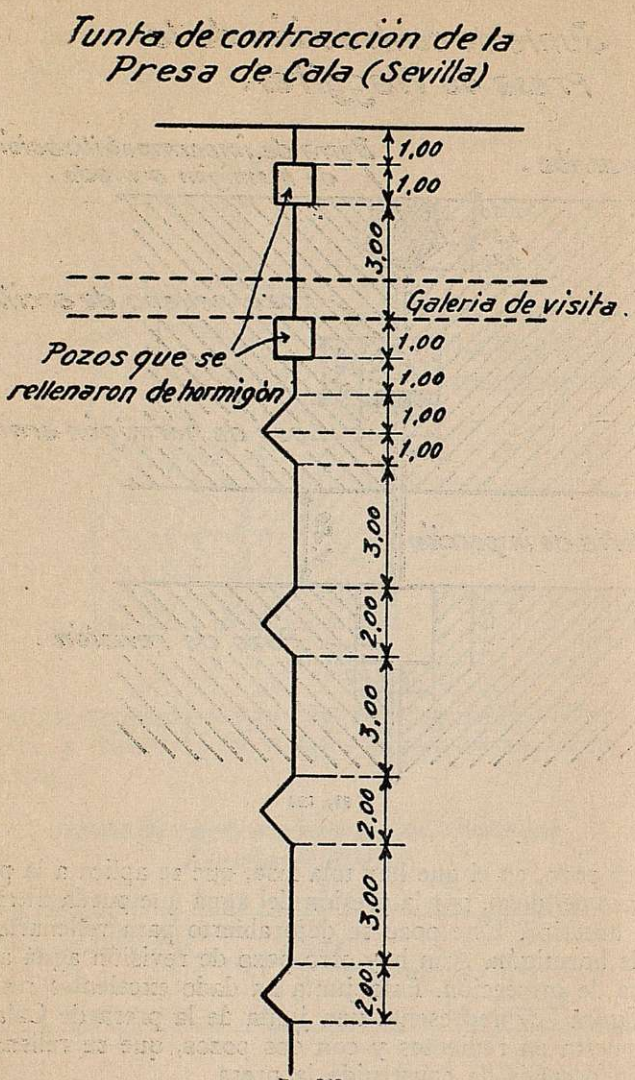


Fig. 727

espesor de la presa, queda sin rellenar en un ancho, variable, de 1,20 a 2,20 m. Esta parte se rellenó en la primavera que siguió a la construcción de la presa. La parte de agua abajo se hormigonó con interposición de cartón asfaltado, para evitar la adherencia del de hormigón de las dos caras de la junta.

La figura 730 indica la junta de contracción de la presa del Jándula, de la Sociedad de Canalización y Fuerzas del Guadalquivir. El paramento de la junta se ha dispuesto en redientes; para impermeabilizar existe, cerca del paramento de agua arriba, un poci-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

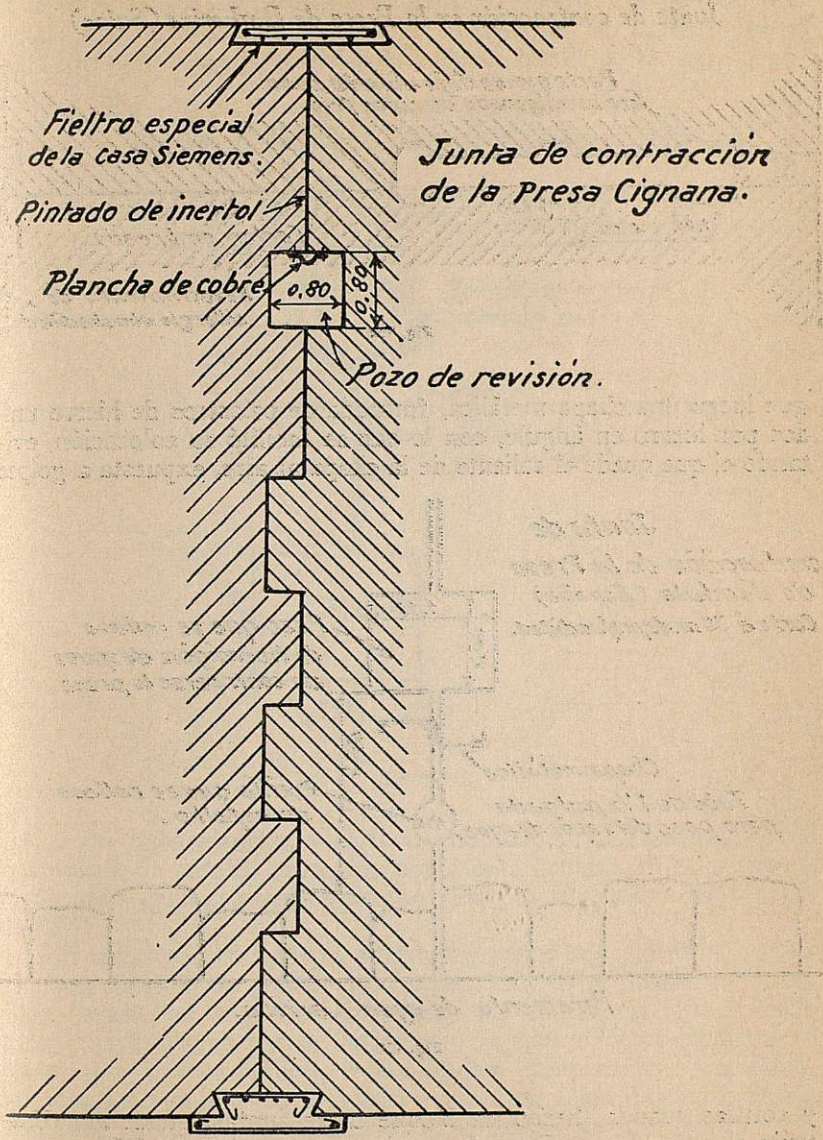


Fig. 728

llo, que queda relleno de asfalto, y para mantener la fluidez de éste hasta el fondo y conseguir que se aplique contra las paredes hay un tubo interior, de una y media pulgada de diámetro, que luego se curva y atraviesa la presa, hasta comunicar con agua abajo, y por él se inyectó vapor de agua, que, condensado, salió al aire. Si-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Junta de contracción en la Presa de Barberine (Suiza)

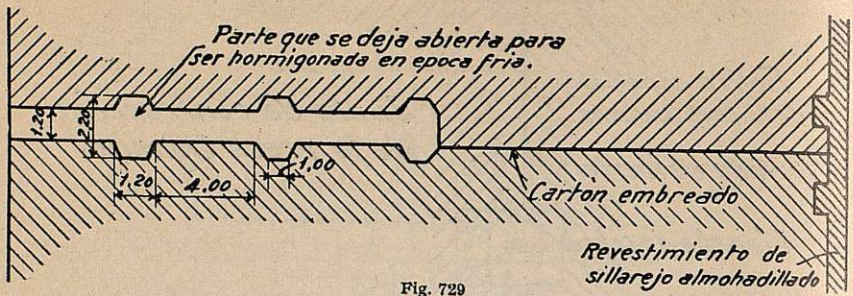


Fig. 729

gue luego una chapa metálica, formada de palastros de hierro unidos por hierro en ángulo, con lo que se facilitó su colocación, evitando el que quede el saliente de la chapa al aire, expuesta a golpes

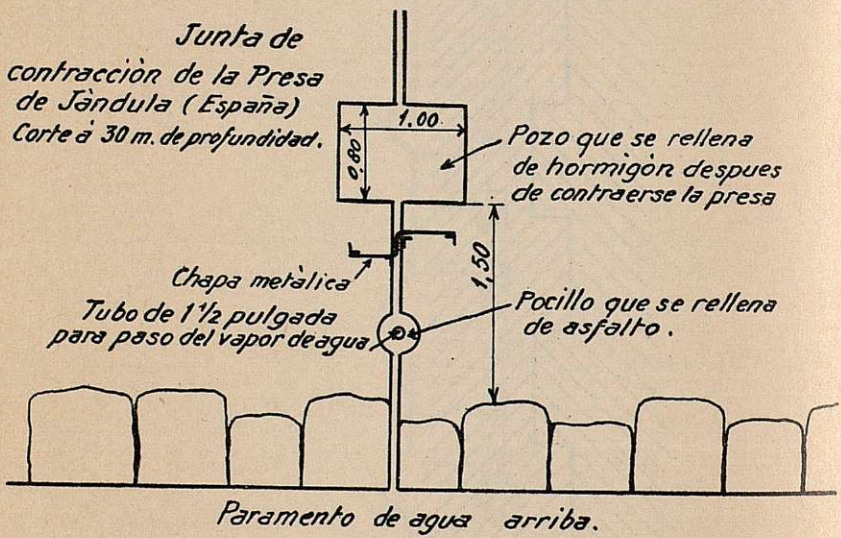


Fig. 730

y roturas cuando, hecho un bloque entre juntas, quede sin construir el otro bloque. Después queda un pozo de 1 × 0,80 m, que se rellena de hormigón después de construir la presa.

La figura 731 representa la junta de construcción de la presa de Burguillo (Saltos del Alberche), que es muy parecida a la de Wäggital.

En la presa de Eguzon (Francia), de 61 m de altura, las juntas de contracción están formadas por redientes distantes 5 m. La impermeabilización se trató de conseguir con una lámina de cobre,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

recta, de 200 × 10 mm, de sección horizontal, y un pozo agua abajo de 1 × 1, que se rellenó de hormigón. Pero al ponerse en explotación el embalse hubo muchas filtraciones, al parecer por el agua que contornea la plancha de cobre a través de la presa o por

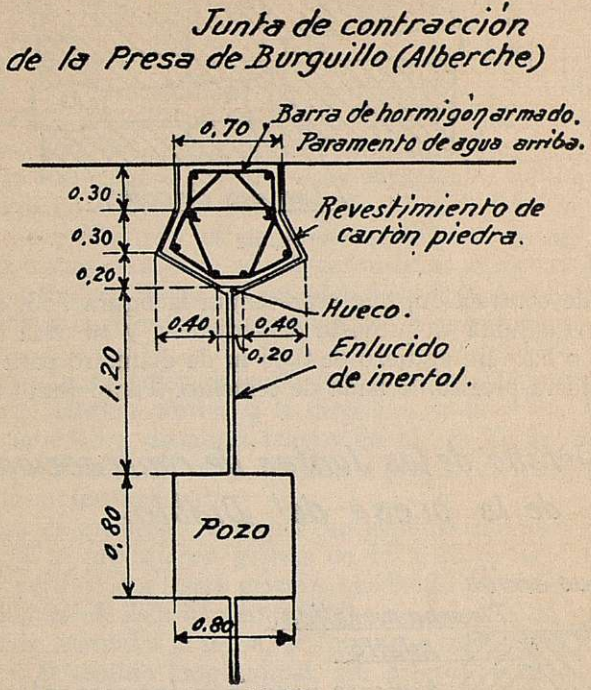


Fig. 731

rotura de dicha plancha, y se tuvo que adoptar una disposición de cubrejunta de asfalto protegida por gunita armada en el paramento de agua arriba (puede verse en *Energia Elettrica,* 1929, página 174).

En las presas-bóvedas es punto delicado e importante el decidir si se disponen o no juntas de contracción. En principio, tal presa debe formar un monolito empotrado en las laderas. Pero como toda gran construcción de hormigón se fisura inevitablemente, a no ser que, por su sutileza y flexibilidad, compense con sus movimientos los cambios de longitud inherentes a los de temperatura, la mayor parte de los constructores de presas-bóvedas las han dispuesto con juntas de contracción. Y así, en la presa de Broc se dejaron tres juntas, como la que indica la figura 732. Los paramentos de ellas se formaron con bloques de hormigón, y el hueco que dejaron se rellenó seis semanas después de terminar las partes adyacentes, y para ello queda suficiente espacio. Además, una lámina de cobre colocada en la parte más estrecha da garantía de impermeabilidad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En la presa-bóveda del Diablo, de 126 m de altura *(Engineering News-Record,* 1929, 29 de agosto, pág. 322), se dispusieron

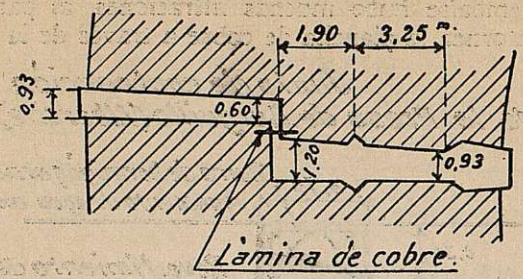


Fig. 732

juntas de contracción, que representan la figura 733, distantes 22 metros. La junta va provista de redientes, y en cada uno de ellos se deja o hace un agujero de 0,05 m de diámetro para inyectar, si se considera preciso, lechada de cemento. Tanto junto al paramen-

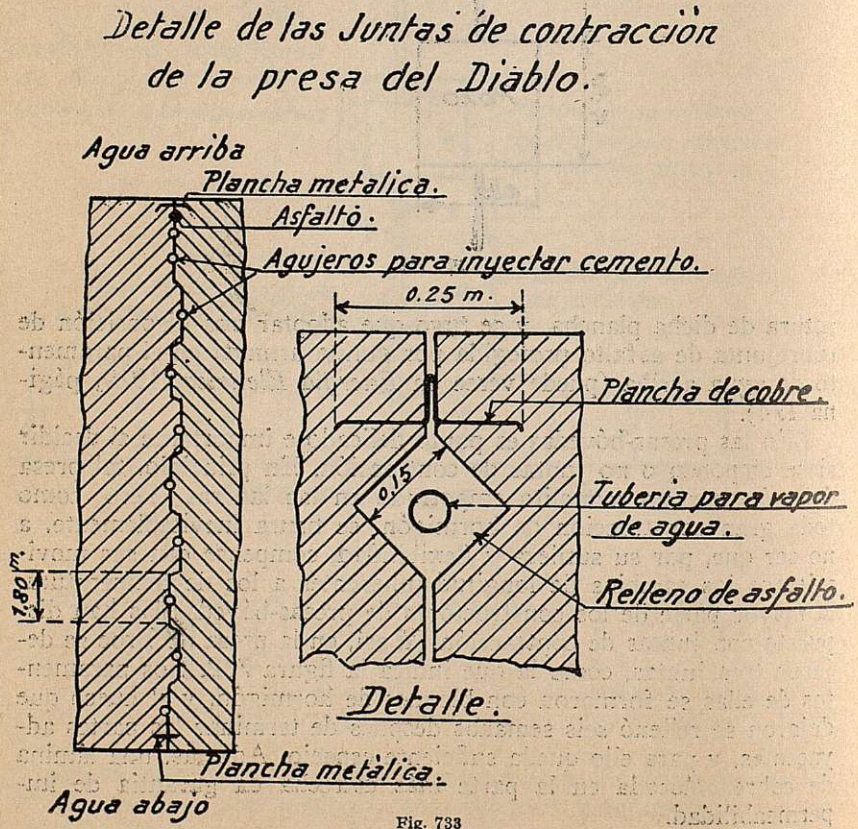


Fig. 733

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

to de agua arriba como al de agua abajo, va dispuesta una plancha de cobre. Detrás de la del paramento de agua arriba se dejó un pozo de unos 0,20 m de lado, que se rellenó de asfalto, quedando un tubo interior de paso de vapor de agua para conservar la fluidez de aquél hasta el fondo del pozo y tener garantía de que se aplica contra sus paredes.

En la presa-bóveda de Waterville, de 60 m de altura, se dispusieron juntas de contracción formando macizo de 15 m, dejando vanos intermedios de 2,40 m, análogamente a lo indicado para la presa de Broc (fig. 732). Estos se rellenaron después de seis meses de hormigonar los macizos laterales. Los paramentos de las juntas están dispuestos en redientes. Planchas de cobre de 0,30 m de ancho colocadas a 0,30 m de los paramentos atajaban en las juntas el paso de las aguas. Además, se colocaron otras planchas de acero de 0,15 m a 0,30 m de los paramentos para impermeabilizar las juntas de trabajo horizontales formadas por la interrupción diaria de la labor.

Hasta ahora nos hemos ocupado de las juntas de contracción dispuestas en el sentido normal a la dirección de la presa. Y conviene que no queden a distancia mayor de 15 m. En la presa de Spaulding se pusieron a 24 m, y durante el primer invierno se produjeron grietas intermedias.

En la presa de gravedad de San Francisquito, rota en 1928, no había juntas, y se produjeron grietas de 15 a 23 m de distancia. La rotura se verificó por estas grietas, quedando en pie una parte central. El examen de ésta ha demostrado que, además de las grietas en el sentido normal a la presa, se formaron otras en el interior de la masa en el sentido longitudinal, por efecto, sin duda, de la contracción del fraguado. Una grieta sigue aproximadamente la bisectriz del ángulo de los dos paramentos, y otra paralela al paramento de agua abajo y a corta distancia de éste. El agua que se filtrase por las grietas normales a la presa o a través del cuerpo de ésta, al llegar a las grietas longitudinales produciría una subpresión equivalente a la carga hidrostática.

Por indicación del ingeniero A. Noetzli (de cuyo artículo en la *Energia Elettrica* de enero de 1929 tomamos estos comentarios) se examinaron otras presas para ver si tenían agrietamientos longitudinales. En la mayor parte de ellas no existen galerías transversales de inspección que permitan examinar la estructura interna. En las tres presas de Elephant Butte (1925), Lago Shaver (1927) y Bull Run (en construcción en 1929) existen galerías que van de agua arriba a agua abajo, y la inspección mostró que en las tres hay una o dos grietas a través de las galerías, y en dos casos se vieron filtraciones de agua por dichas grietas. Es probable que en otras presas de gravedad existan análogamente.

Estas grietas, si llegan a coincidir con los planos de máximo deslizamiento, son peligrosas. Además impiden la transmisión de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

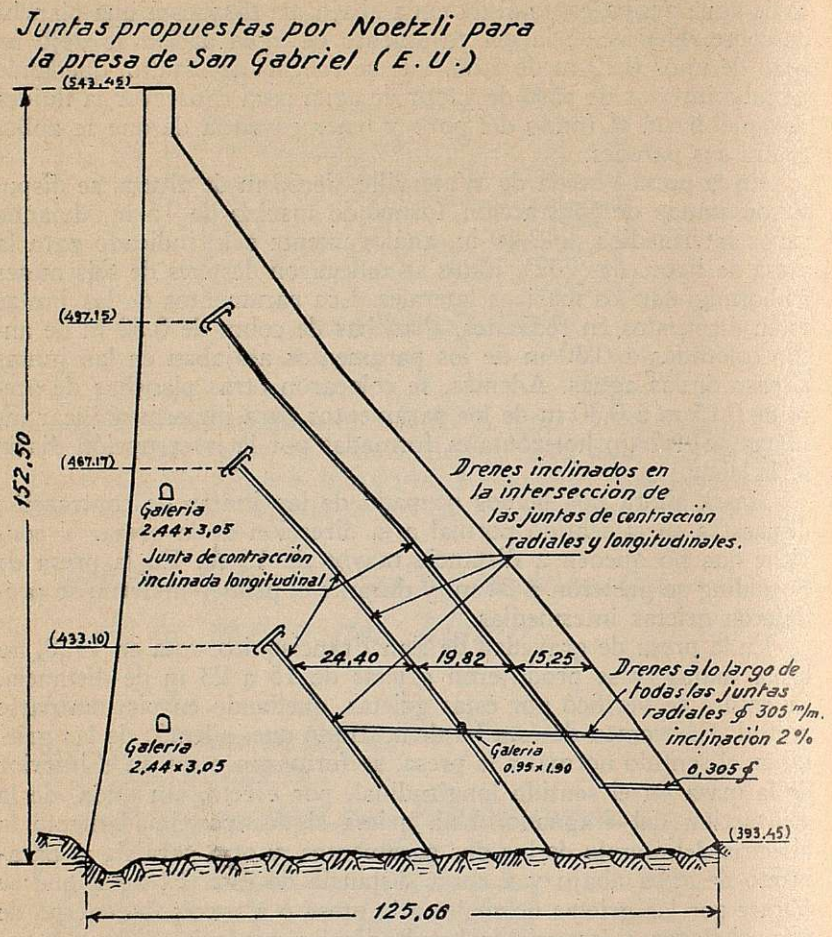


Fig. 734

esfuerzos a través de ellas, y al concentrarse en zona limitada podrían originar tensiones inaceptables en ciertos puntos.

En algunos recientes proyectos se ha tenido en cuenta el dejar juntas de contracción, no sólo en el sentido transversal, sino en el longitudinal, siendo éstas inclinadas, como se indica en la figura 734, que representa las proyectadas por Noetzli para la presa de San Gabriel (E. U.). Los drenes dispuestos en la intersección de las juntas normales y las longitudinales recogerán las posibles filtraciones, para llevarlas al exterior por galería, evitando así la subpresión.

Este tipo de juntas se adoptó con éxito en las pilas de la presa de cúpulas de Coolidge (*Eng. N.-R.*, 1928, 13 septiembre, pág. 399, y *Energia Elettrica*, 1928, pág. 1515). En las de bóvedas múlti-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ples de Big Dalton, California (fig. 691), y Bananeiras, en Brasil, y en la de pantalla plana de Rodríguez, en Méjico.

En la magna presa Hoover (Cañón del Colorado, E. U.), que se ha empezado a construir en 1931, que alcanzará la altura de 222 m, las juntas normales y longitudinales dividen al macizo de la presa, de modo que ésta queda constituída por una serie de columnas verticales de 15 × 15 m de base. Se dispondrán agujeros para la inyección de lechada de cemento en las juntas verticales entre bloques en series de 30 m de altura, y se practicará la inyección cada 30 m que se eleve la presa.

Para evitar o disminuir la elevación de temperatura por el fraguado del hormigón se instalarán a través de las columnas de la presa 240 000 m de tubería de 5 cm, colocada en series de menos de 500 m de longitud, por la que se hará circular agua fría en cantidad y temperatura tal, que no permita elevar la del hormigón por encima de 22°. (En *Engineering News-Record,* 25 diciembre 1930, página 1011, y la misma revista, 6 febrero 1930, pág. 247, pueden verse con más detalles éstos y otros interesantísimos pormenores de esta presa.)

En la presa-bóveda de Ariel *(Engineering News-Record,* 1931, 12 marzo, pág. 435) se está empleando este sistema de refrigeración en algunos bloques, y comparando la elevación de temperatura con la de otros en que no se emplea, los resultados parecen satisfactorios.

La tendencia actual de los fabricantes de cemento a aumentar la finura del molido contribuye al aumento de temperatura del fraguado, y ha determinado grietas aun en presas en que las juntas de contracción distan 9 m ("Problems in Concrete Dam Design, by Henny, *Engineering News-Record,* 12 de marzo 1931, pág. 431).

Subpresión.

Al tratar del cálculo de los azudes y de la evolución del perfil de las presas de embalse hemos hecho referencia a la subpresión (presión hidráulica dirigida hacia arrriba y determinada por infiltraciones de agua en el apoyo de cimientos, en una junta de obra o grieta en la fábrica).

Empezó a preocupar a los ingenieros y a tenerse en cuenta a final del siglo pasado. Respecto a la cuantía de ella e importancia que ha de dársele en el cálculo de las presas de embalse, no están conformes las opiniones técnicas. Donde más intensidad puede tener esta fuerza es en la superficie de apoyo de la fábrica sobre la roca de cimientos, cuando no se tiene seguridad en la completa impermeabilidad del terreno sobre el que se asienta la presa. No será la misma cuando este terreno sea roca compacta e impermeable, que cuando lo constituya terreno fisurado o muy fragmentado. Especialmente adquiere dañosa importancia cuando la roca es estratificada con lechos paralelos al cauce o con ligera inclinación hacia agua abajo. También en terreno cavernoso, en que las gran-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

des oquedades sin salida al exterior puedan determinar una subpresión local, con la presión total de la carga del embalse, y cuya importancia media por unidad de longitud de presa depende de la entidad de dichas cavernas (caso de la presa de Tremp, *Minutes of Proceedings,* de London, 1922, pág. 295).

De modo que la subpresión en la base de la fábrica está afectada hondamente por las circunstancias geológicas del terreno de cimientos.

Lieckfeldt, en 1898 (*Energia Elettrica,* 1926, pág. 397, artículo del Sig. Scimemi), considera la formación de un estrato horizontal sutil permeable al agua, que del paramento agua arriba corra hasta el de agua abajo sin atravesarlo; por consiguiente, toda la junta está expuesta a la carga hidrostática máxima, es decir, a la subpresión rectangular completa. Pero esta hipótesis, que debía admitir la flotación de la presa, y en que a la componente horizontal del empuje hidráulico no se opone ninguna fuerza de cohesión (por no estar en contacto las caras), se ha desechado por excesiva.

El gran constructor alemán Intze, aunque no era partidario de admitir tal cuantía para la subpresión, la tuvo en cuenta al calcular los perfiles de las presas de Marklissa y Mauer, por espíritu de prudencia, teniendo en cuenta la máxima seguridad de las poblaciones agua abajo de dichas presas. Aun extremó más esta prudencia en la presa de Marklissa, al dotarla de pantalla impermeabilizadora, de plano interior de drenaje y de terraplén junto al paramento de agua arriba.

Desde la fecha en que empezó a preocupar esta fuerza desfavorable es natural que se tratara de conocer su importancia, disponiendo en las de nueva construcción el modo de medirla en diferentes puntos de la presa. El método consiste sencillamente en enterrar sacos de grava en la base de cimientos o en el cuerpo de la presa; en ellos se injertan tubos que terminan en el exterior de la presa o en galerías de visita, y en su extremo se colocan manómetros que miden la presión que alcanza el agua en el interior de ella.

Los resultados conseguidos en estas experiencias no han sido concordantes, y es natural que así sucediese. La subpresión aplicada en los diferentes puntos del cuerpo de toda presa bien construída, puede considerarse prácticamente nula. En cambio en la cimentación, cuando el tubo desemboca en punto de afluencia de una grieta, la subpresión apreciada es considerable (presa Oesterhaal, citada en el artículo antes indicado), mientras que si el tubo se injerta junto a zona de roca sana, con adherencias de hormigón en las inmediaciones del injerto, la subpresión apreciada es nula o escasa.

Los resultados de las experiencias sobre medidas de dicha fuerza en azudes sobre terreno permeable muestran bastante concordancia con la ley de Bligh, indicada al tratar de los azudes.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

(*Transactions of American Society of Civil Engineers*, 1929, página 1527, Memoria de Julián Hinds.)

Apoyándose la presa sobre terreno consistente, aunque esté fisurado, y produciéndose sobre dicha base de apoyo la adherencia total o parcial del hormigón, no cabe suponer que la subpresión pueda ejercerse sobre el área total de asiento, sino sólo sobre superficies aisladas y de más o menos importancia, según la calidad del terreno. Estas acciones aisladas dan, con respecto al área total que representa el metro lineal de presa, que se supone para el cálculo, una subpresión media menor que la carga hidráulica, y que se puede evaluar en $\theta \cdot h$, siendo θ un coeficiente menor que la unidad y h la altura de agua sobre el punto considerado.

Por otra parte, se supone que si el agua acude a la base de cimientos por una grieta, ésta tenga comunicación al exterior, y, por lo tanto, siendo su punto de salida la presión atmosférica, puede considerarse la subpresión decreciente entre agua arriba y agua abajo en función lineal. Si se considera un punto de la presa en el interior de ella, y que el agua haya podido afluir a él a través de la zona más impermeable, que siempre suele ser por mayor dosificación de cemento, por revestimientos, enlucidos o aplicación de gunita, la inmediata al paramento de agua arriba, como la fábrica más agua abajo no debe ser más impermeable que la anterior, el agua fluirá o rezumará por el paramento de agua abajo, y, por lo tanto, la subpresión irá disminuyendo en entidad a lo largo del recorrido del agua, y también en este caso puede considerarse la subpresión con repartición triangular, y, por lo que hemos dicho antes, puede representarse por un triángulo rectángulo, siendo el cateto horizontal la junta que se considere, y el otro cateto, el vertical, de valor $\theta \cdot h$.

En cuanto a la fijación del valor de θ, hay discordancia. Como hemos dicho, en lo que afecta a la cimentación depende principalmente de la naturaleza del terreno.

Las normas italianas establecen para aquél los valores siguientes:

Para presas hasta 25 m de altura:

a) $\theta = 0{,}33$, para presas apoyadas sobre terreno constituído por roca con excepcionales requisitos de homogeneidad, compacidad e impermeabilidad.

a') $\theta = 0{,}50$, ídem íd. en condiciones buenas o con mínimos defectos.

a'') $\theta = 1$, ídem íd. en condiciones mediocres o con defectos, aunque éstos se corrijan con inyecciones de cemento.

Para presas de 25 a 50 m de altura:

b) $\theta = 0{,}50$ en las condiciones del caso anterior *a*).

b') $\theta = 0{,}75$ ídem íd. *a'*).

b'') $\theta = 1$ *a''*).

Para presas de altura superior a 50 m:

c) $\theta = 0{,}66$ en las condiciones del caso *a*).

c') $\theta = 1$ ídem íd. *a'*).

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Para presas de excepcional importancia debe fijarse en todo caso el valor $\theta = 1$.

La condición de Levy, de que en cada punto del paramento de agua arriba se obtenga reacción molecular igual a la carga hidrostática, da para ancho en la base $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - 1}}$, siendo b dicho ancho, h la carga de agua, γ la densidad de la fábrica y 1 la del agua. Esta misma expresión se obtiene para el cálculo de perfil, obligando a la resultante a pasar por el extremo del núcleo central, y suponiendo subpresión, ya sea con repartición rectangular o con la triangular, con valor de $\theta = 1$; variando en estos dos últimos casos sólo el esfuerzo opuesto al deslizamiento, que es menor en el primero que en el segundo.

Este perfil de Levy se ha considerado excesivamente fuerte en los últimos tiempos. Y los franceses, en su circular ministerial (*Annales des Ponts et Chaussées,* 1923, pág. 321), dicen:

"Es, generalmente, posible, por disposiciones convenientes (galerías, drenes, enlucidos, rastrillos, inyecciones de cemento, etc.), y por una ejecución meticulosamente cuidada (elección, preparación y empleo de los materiales), evitar la penetración del agua bajo presión, sea en el cuerpo de la obra, en el terreno de cimentación o en la vecindad de la base...

"Desde luego, salvo circunstancias excepcionales, el cálculo de las presas de gravedad puede basarse en la simple consideración de su peso y del empuje del agua, sin tener en cuenta la subpresión."

Nos parece exagerada esta norma, en el sentido de suponer que no va a producirse la subpresión, aun empleando las precauciones indicadas, como lo es también, en otro sentido, la subpresión total equivalente al perfil Levy.

Los alemanes reaccionaron también contra ésta, como lo muestra la opinión de Link (que se cita en *Energia Elettrica,* 1926, página 397), que dice:

"Si se construye una presa sobre terreno bien compacto y según las buenas reglas del arte, adoptando mortero graso y piedra sana, y para la que se prepara aun la impermeabilización del muro sobre el paramento de agua arriba y a su pie, mientras los pequeños manantiales se derivan de modo inofensivo, la subpresión interna no se puede decir que actúe de modo sensible en lo que afecta a las condiciones estáticas. En estos casos basta probar la estabilidad de la presa con la sola teoría de los muros de sostenimiento."

No obstante esta opinión, la presa alemana de Schwarzenbach se calculó con subpresión triangular y valor de $\theta = 1$ (*Der Bauingenieur,* 10 junio 1925, pág. 402).

Los americanos han calculado algunas presas sin subpresión y otras con ella. En las de Kensico y Olive Bridge han supuesto

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

un coeficiente $\theta = 0{,}66$. En Elephant Butte y Boulder Cayon, $\theta = 0{,}50$.

Se ha argumentado ("Problems in Concrete Dan Design", por Henny, *Engineering News-Record,* 12 marzo 1931, pág. 431) que no siendo el hormigón completamente impermeable, puede considerarse saturado de agua entre las caras agua arriba y agua abajo de la presa, y que debe ir de uno a otro punto reduciéndose la presión de los poros. Y de esto se deduce que el mínimo de presión debe ser el mínimo de intensidad de presión en los poros, aplicada al tanto por ciento de poros que exista en una sección ideal del hormigón. Este se estima en un 25 a 35 por 100 de la total. No obstante, en el caso usual de la presa de gravedad calculada a base del peso del hormigón seco, la introducción del agua en los poros aumenta su peso, y tal aumento neutraliza algo el efecto de la subpresión, y el porcentaje antes indicado debe reducirse al 10 al 25 por 100. Según experimento hecho en la presa de Bull Run, la superficie manchada por el agua coloreada metida a presión resultó ser del 3 por 100.

En resumen, la determinación de este coeficiente en la hipótesis de subpresión de repartición triangular ha de realizarla el ingeniero proyectista, teniendo en cuenta las circunstancias del terreno de cimientos y la mayor seguridad que quiera darle a la presa, atendida la particularidad de existencia o no de poblaciones o terrenos ricos agua abajo que puedan ser arrasados por la rotura de aquélla.

Medios empleados para evitar la subpresión.—No dan garantía completa. La disminuyen, pero no la anulan.

Las disposiciones citadas pueden agruparse como sigue:

1. Hacer rugosa la superficie de la roca para determinar la mejor adherencia del hormigón, aumentando así, además, la resistencia a que penetre el agua y al esfuerzo cortante.

2. Por disposición de rastrillo por debajo del paramento de agua arriba de la presa.

3. Por inyecciones de cemento o de asfalto en los cimientos, y, en caso de mala calidad de la fábrica, en el cuerpo de la presa.

4. Por disposición de drenes en la cimentación y en el cuerpo de la presa.

5. Por construcción de pantalla protectora junto al paramento agua arriba de la presa.

6. Disponiendo juntas verticales (las ordinarias a que nos hemos referido) u horizontales (presa de Waterville, *Engineering News-Record,* 6 junio 1929, pág. 895, y presa Bull Run, *Engineering News-Record,* 8 agosto 1929, pág. 204), que se impermeabilizan cerca del paramento de agua arriba con plancha metálica u otra disposición ya antes indicada, o juntas que se inyectan de cemento o se impermeabilizan con otro medio, o se drenan, después de la impermeabilización en su zona de agua arriba.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Exploración del terreno para cimentar.—Al decidir la ubicación de la presa después del examen de la cuenca, y consideradas las necesidades que haya de servir, y previo informe geológico de las condiciones del vaso y de las presumibles circunstancias de la roca de apoyo de la presa y de su fortaleza e impermeabilidad, conviene investigar de modo más directo éstas. Y los medios para ello son la apertura de pozos, trincheras, galerías y sondeos. Los tres primeros medios son los de apreciación más directa: la visual; pero por su excesivo coste al multiplicarlos y profundizarlos suficientemente, para formar el debido concepto de la zona de apoyo de la presa, hace que se sustituyan o completen con los sondeos.

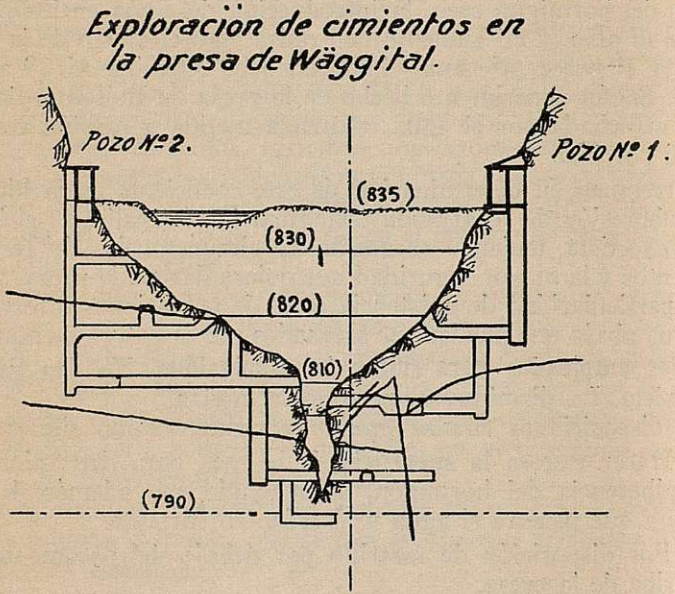


Fig. 735

La figura 735 indica los pozos y galerías horizontales hechos en la gola de ubicación de la presa de Wäggital, que comprobó que el punto más bajo de la roca de la sección queda a 45 m por debajo del lecho del río. La presa tiene 110 desde el fondo más bajo de cimientos a la coronación.

La figura 736 representa la exploración hecha en el perfil transversal de ubicación de la presa de Genissiat (en proyecto) sobre el Ródano (Francia), encontrando que la roca está a 26 m por debajo del nivel de las aguas medias. En dicho punto las riadas hacían muy difícil la exploración con sondeos entubados, y se acudió a determinar la profundidad de la roca con la ayuda de sondajes con carriles.

Los sondeos se pueden practicar con sondas diferentes, según

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

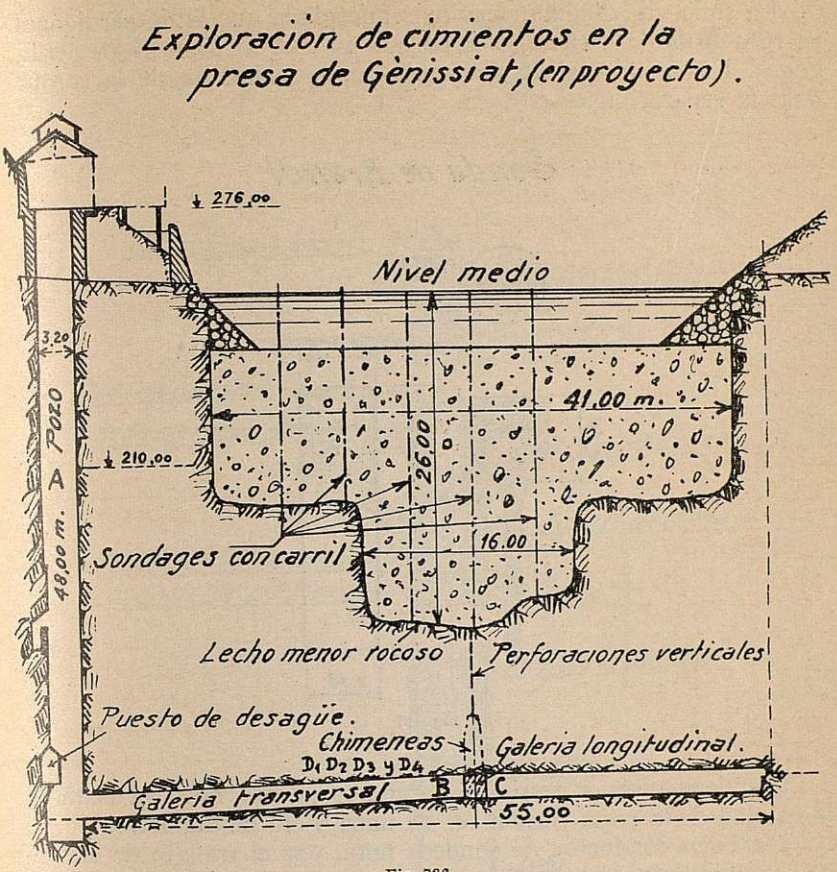


Fig. 736

se desee o no sacar testigos de la roca atravesada. Si no se consideran necesarios se usa la sonda tipo Brand. La sonda, la forma un tubo de diámetro interior, por ejemplo, 10 cm, concéntrico con otro tubo menor; la sonda propiamente dicha (fig. 737) es de acero templado con punta de escalpelo, en cuyo interior penetra el agua a presión, y que, al golpear sobre la roca, girando a la vez a razón de cinco a ocho vueltas por minuto, desagrega ésta, y los detritus, arrastrados por el agua a presión, salen al exterior.

Cuando se quiera obtener testigos hay que usar la sonda de diamantes o de perdigones. Constan de un cilindro giratorio, a razón de 200 a 400 vueltas por minuto. El de la primera termina en una pieza de acero que lleva ocho diamantes, de ellos cuatro injertos, en una circunferencia de radio algo menor que la correspondiente a los otros cuatro. La de perdigones se reduce al cilindro con pieza de acero final que, por rozamiento, mueve los perdigones sueltos, que producen el desgaste de la roca.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La sonda de diamantes es más apropiada que la de perdigones en roca fisurada o cavernosa, porque en ésta se pierden los perdigones. En cambio, si se desprende algún diamante de la corona final la reparación es costosa.

Sonda de Brandt

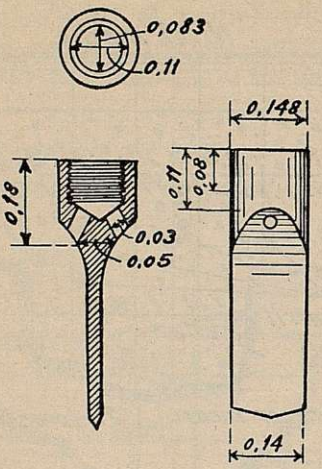


Fig. 737

Conviene obtener testigos, porque éstos dan muestra clara de la calidad de la roca. Suelen ser de unos 4 cm de diámetro.

Un buen conductor de sondeos nota, por el trabajo de la sonda, cuándo ésta atraviesa una gruta o caverna, circunstancia que debe anotar en el historial de cada agujero. Y conviene en cada una determinar la longitud de sondeo que la atraviesa y su permeabilidad. Para esto se emplea la disposición representada en la figura 738. Los aros de goma, al apretar la tuerca, dejan aislado el espacio de la grieta. Se inyecta agua por el tubo central, primero sin presión y luego con ella, por medio de una bomba, y viendo la cantidad de agua que absorbe en el primer caso o la presión que da al manómetro en el segundo, para inyectar el caudal de que es capaz ésta, se forma concepto de la permeabilidad de la grieta

Cuando la grieta o caverna atravesada es de más de 50 cm de longitud no sirve el artificio antes indicado, y al presentarse tal grieta se interrumpe el sondeo y se emplea la disposición de la figura 739.

La figura 740 representa el plano de situación de sondeos, trincheras, galerías, etc., practicados para fijar la ubicación de la presa-bóveda de Ariel, de 90 m de altura, y para reconocer la roca de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Aparato para el ensayo de permeabilidad en grietas de poca longitud.

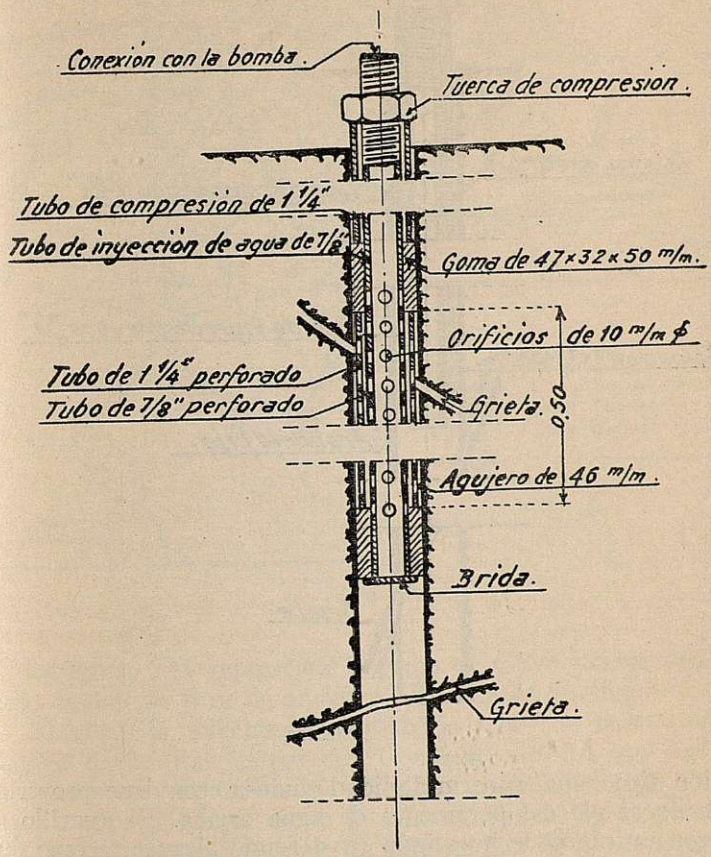


Fig. 738

cimientos (*Engineering News-Record*, 12 marzo 1931, pág. 436). En dicha presa se hicieron 7 800 m de sondeos. En la de Arrowrock, 900 m con sonda de trépano y 800 con la de diamante, con obtención de testigos. En Wachusset se exploró el terreno con 900 agujeros de sonda de trépano y 35 de diamante. La citada exploración no debe limitarse a la zona central de apoyo de la presa, sino que debe extenderse a los estribos y laderas, en éstas para reconocer la existencia de cavernas.

Rastrillos al pie de agua arriba de la presa.—Algunas veces, a fin de disminuir las probables filtraciones, cuando la base de ci-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Aparato para el ensayo de permeabilidad de grietas de gran longitud.

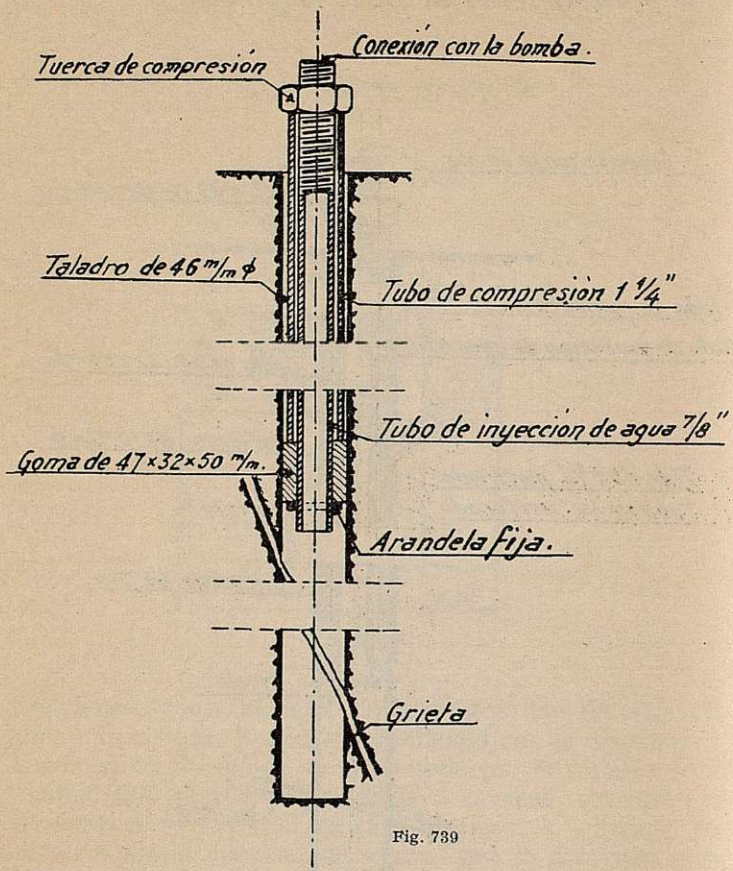


Fig. 739

mentación tiene una impermeabilidad dudosa, conviene proyectar un rastrillo al pie del paramento de agua arriba. El rastrillo se forma con un muro de hormigón cuyo fondo alcance terreno que se considere impermeable.

No hay regla precisa para determinar las dimensiones del rastrillo. He aquí algunos ejemplos:

Presas	Ancho	Profundidad	Terreno
Arrowrock	3 m	3 m	Granito.
Elephant Butte	3 »	4,50 »	Arenisca y esquistos fisurados.
Olive Bridge	6 »	12,20 »	Pizarra y arcilla.
Gilboa	6 »	9 »	Arenisca.
Solingen		5 »	

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

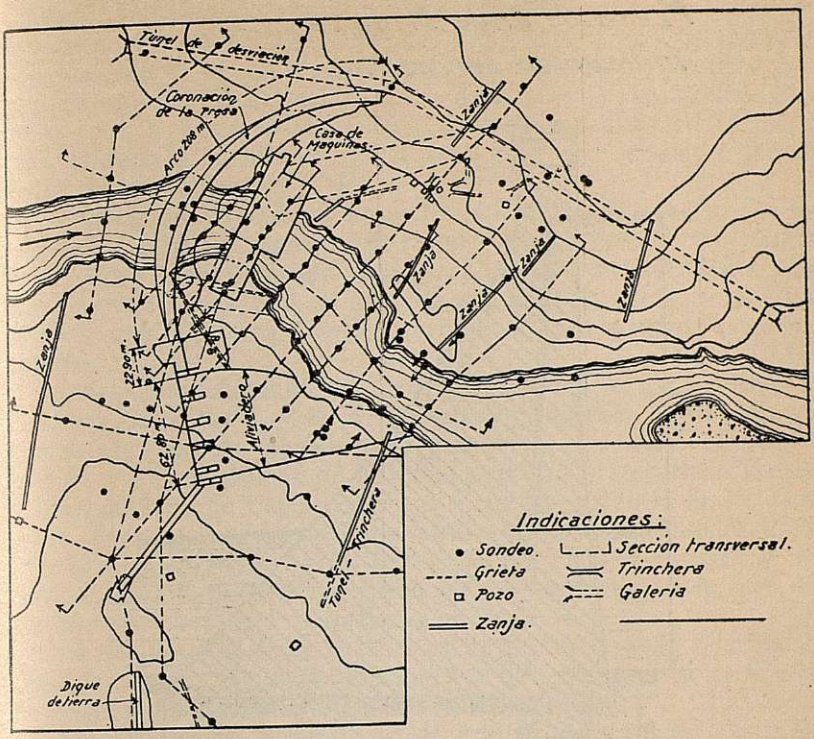


Fig. 740

La figura 741 representa la presa de Olive Bridge con el rastrillo citado, de 6 m de ancho y 12,20 de profundidad.

Al abrir la trinchera del rastrillo hay que tener precaución para no quebrantar las paredes. Conviene, siempre que sea posible, no servirse de explosivos. Si éstos son imprescindibles, deben emplearse poco potentes, como la pólvora negra. Es conveniente el empezar por separar el suelo de cimentación de la presa de la parte en que se va a excavar el rastrillo (parte rayada de la figura 742), sea abriendo agujeros contiguos *a b*, sea practicando rozas con máquinas a propósito (como en la presa de Gilboa).

Este procedimiento de rastrillo es preferible al de inyecciones de cemento, de que hablaremos en seguida, siempre que sea posible ejecutarlo con razonable coste, puesto que permite una inspección completa del terreno atravesado en la apertura de la trinchera, y de este modo la impermeabilización puede conseguirse con más eficacia; pero la excavación no siempre es fácil, seguramente costosa, y puede quebrantar la roca inmediata de apoyo de la presa.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de Olive Brige con indicaciòn del rastrillo.

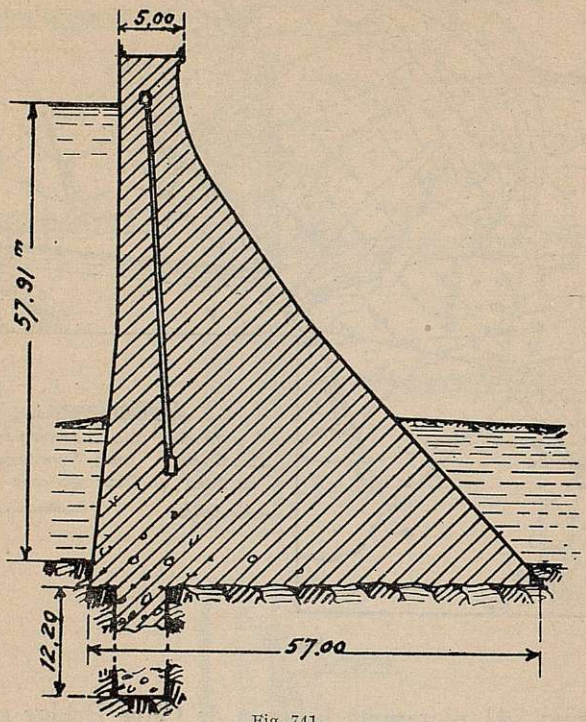


Fig. 741

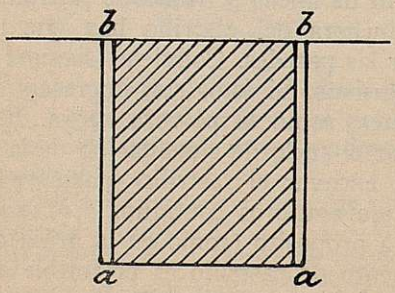


Fig. 742

Inyecciones de cemento.—Se apela muy corrientemente a este procedimiento para impermeabilizar la roca en una zona al pie de la presa y de sus estribos.

Al efecto, se abren agujeros de sonda, bien directamente en el cauce y en las márgenes, bien en el fondo del rastrillo, para com-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pletar la acción de éste. En estos agujeros se inyecta la lechada de cemento. La distancia aproximada entre ellos es de 3 a 4 m, alineados en una o dos filas, distantes éstas unos 3 m. Los agujeros son usualmente de unos 5 a 8 cm de diámetro. La profundidad a que alcanzan depende de la altura de la presa y de la naturaleza de la roca, a juicio del ingeniero. Cuanto más altura de presa y más fisurada o cavernosa sea la roca, más profundidad requiere en los agujeros.

A veces las inyecciones no se limitan al pie de agua arriba de la presa y a las márgenes en la misma sección transversal, tratando de formar en el terreno una pantalla impermeabilizadora, sino que se extienden a toda el área de apoyo de la presa, pero estas últimas con agujeros menos profundos e inyectados a menor presión.

Esta presión depende, como la profundidad de los sondeos, de la altura de la presa y de la naturaleza de la roca, siendo mayor cuanto más alta es aquélla y de peor naturaleza ésta. La mayor presión y mayor fluidez de la lechada da mayor recorrido a ésta, y más garantía de impermeabilizar a mayor distancia de los agujeros. Pero no se debe exagerar esta presión, especialmente al comienzo de la inyección y no teniendo seguridad de resistencia del terreno, porque pudiera determinarse el levantamiento de éste. La presión suele ser de 5 atmósferas en adelante.

La dosificación de la lechada es de 1 : 5 a 1 : 7 de relación de cemento y agua. Algunas veces, en vez de cemento sólo, se le añade arena fina, formando un mortero muy flúido.

En Arrowrock, sobre lecho de granito y presa de 107 m de altura, los agujeros llegaron a 9 m de profundidad. En Elephant Butte, de 93 m de altura, con roca formada por arenisca y esquistos fisurados a 15 m. En la de Barberine (*Revista de Obras Públicas*, 1.º abril 1927, artículo de E. Grüner), en el rastrillo los agujeros llegaron de 12 a 25 m de profundidad, y las inyecciones fueron a la presión de 9 atmósferas; y en el resto de la presa, sobre toda la superficie de cimientos, los agujeros se hicieron de 1 a 2 m de profundidad, inyectando lechada a baja presión. En Wäggital se hicieron (en roca fisurada) 860 m de agujeros, inyectándose 77 000 kg de cemento, representando 390 000 litros de lechada, llegando la presión final hasta 50 atmósferas, siendo al principio de 6 atmósferas. Algunos agujeros llegaron a profundidad de 120 m. En la presa-bóveda de Waterville (*E. N.-R.*, 6 junio 1929, pág. 896) los agujeros cubrían toda el área de cimientos, llegando a profundidades de 4,50 a 6 m, distantes 3 m, e inyectándose la lechada a 5 atmósferas.

En cada agujero se empotra un tubo metálico, fileteado en la parte superior, para enroscarle la manga de la máquina inyectora. No se empieza la inyección hasta que se haya ejecutado una capa de hormigón de 2 m de espesor, aproximadamente, para que el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

peso de esta capa impida que la presión del líquido inyectado produzca el levantamiento del tubo y del mismo terreno (fig. 743).

Con antelación se determinan los agujeros que entre sí comunican o los puntos de la superficie del terreno en comunicación con ellos, sirviéndose de inyección de agua coloreada o de aire comprimido. Si dos agujeros están en comunicación, se tapa uno mientras se inyecta en el otro.

Se lavan los agujeros con una corriente de agua para quitar las partículas de la roca y limpiar la entrada de las fisuras. Se

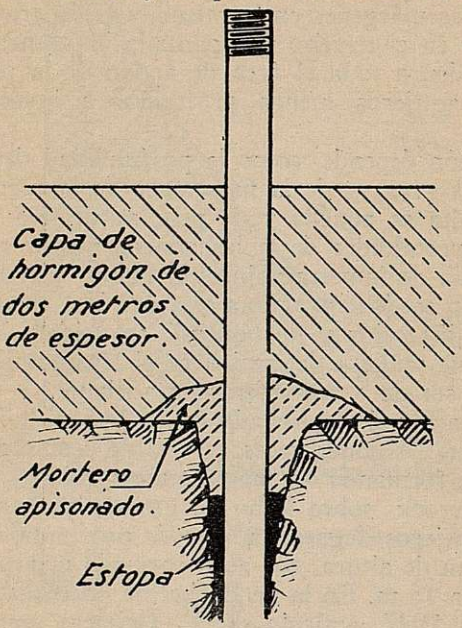


Fig. 743

empieza por inyectar la lechada sin presión y sólo por su peso; después se inyecta a presión, aumentando ésta cada vez que el paso de la lechada cesa. La inyección termina, cuando no hay absorción de lechada, a la máxima presión que se fije. Se empieza por inyectar en los agujeros de más hacia agua abajo y en aquellos que hayan mostrado más impermeabilidad en la prueba anterior a ésta. Cuando un agujero absorbe demasiada lechada se interrumpe la inyección, para continuarla después de hecha en otros agujeros. Cuando se ha terminado la inyección en un agujero se pasa a otro, bastante alejado, para evitar un posible desplazamiento del cemento inyectado. Se reanuda la inyección después de fraguado el cemento, para rellenar los huecos que deje el agua.

Cuando se haya terminado la operación de inyectar lechada se ensaya a inyectar agua a presión, algo superior a la que la cimentación tendrá que soportar. Por ejemplo, en la presa de Elephant

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Butte, en que la carga de agua es de 60 m, se tomó la de 70 m como presión de prueba. En esta presa se fijó en 13 litros por hora al caudal máximo admitido que se pudiera filtrar por un agujero.

La cantidad de lechada de cemento que hay que inyectar puede ser en muchos casos tan pequeña, que baste para ello una bomba de mano. Cuando la cantidad a inyectar sea grande es preferible el empleo del aire comprimido.

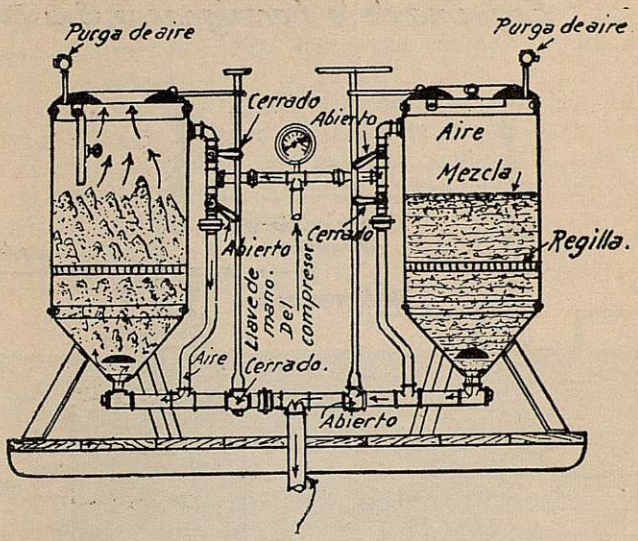


Fig. 744

Un aparato que da resultados satisfactorios es el que representa la figura 744, de la casa americana Ingersoll-Rand. El cemento y el agua son introducidos por la puerta oscilante colocada en la parte superior; la mezcla es removida por el aire comprimido que tiene acceso por la parte inferior, y luego, cerrada la puerta e invertida la entrada del aire, que penetra entonces por la parte superior, impele la mezcla a salir por el tubo que la lleva a los agujeros en que ha de inyectarse. La máquina tiene dos depósitos, y así uno se llena mientras el otro se vacía, y de este modo la maniobra es continua.

Otro tipo de inyectora es la ideada por el ingeniero de Caminos Sr. San Román. Su funcionamiento es completamente automático, y es capaz de inyectar desde mezclas muy flúidas hasta morteros compactos y hormigones de garbancillo.

Su total automatismo hace reducir enormemente el ciclo de trabajo, evitando que la mezcla pueda fraguar durante el mismo, graduándose automáticamente la presión y llevándose la operación con la lentitud que se desee.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Para accionarla se precisa un compresor capaz de dar la presión y el volumen de aire que se necesite, variable según el trabajo a que se destine. También un recipiente de vacío, que se conecta a la admisión del compresor. Hay motocompresores de gasolina o eléctricos, que reúnen en un carretón el motor, compresor y cámara de vacío, y son muy útiles como auxiliares de la inyectora.

El modo de actuar es el siguiente (fig. 745): Si la inyectora

Esquema de la hormigonera San Román.

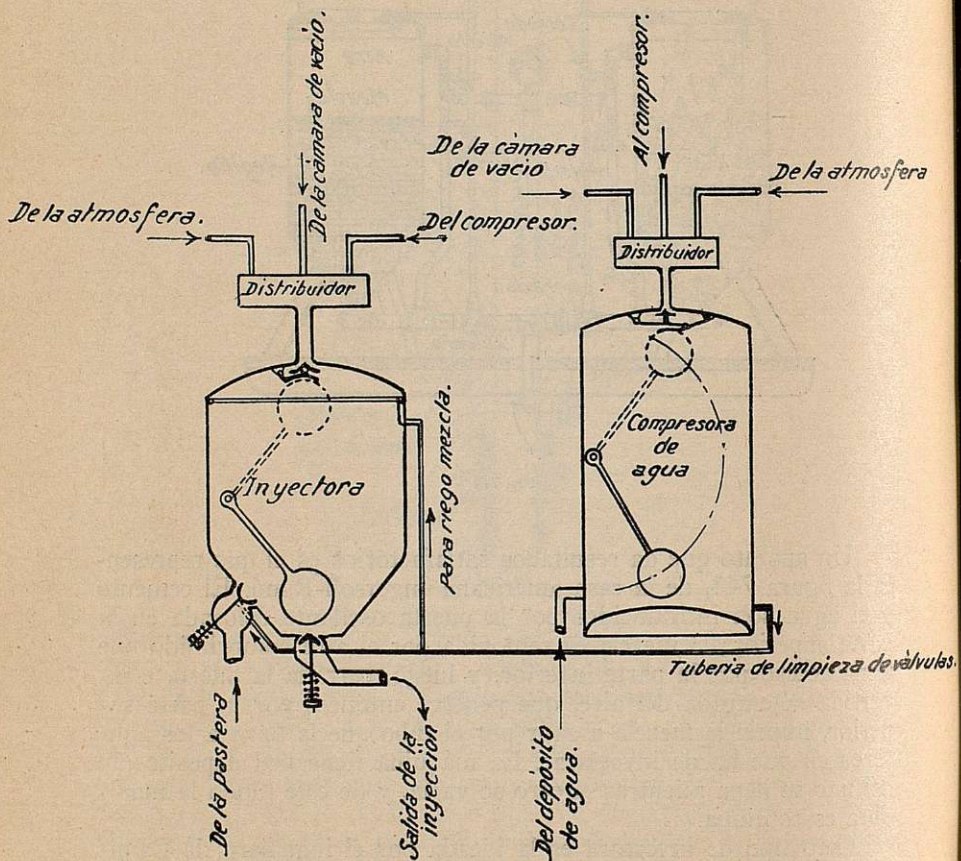


Fig. 745

está llena de mortero, el distribuidor manda una corriente de aire comprimido sobre la superficie de éste, se abre la llave de salida y empieza la inyección; baja el nivel y con él el flotador, y al llegar al final de su carrera acciona un servomotor que cierra la entrada de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aire comprimido y abre la comunicación con la atmósfera; al bajar la presión cesa la inyección, y cuando se establece en el interior de la inyectora la presión atmosférica se cierra la comunicación con la atmósfera y se abre la comunicación con la cámara de vacío; automáticamente, se abre la válvula de entrada del mortero desde la pastera o depósito de alimentación, en donde vierte la hormigonera alimentadora, y por la aspiración empieza a llenarse y, cuando llega a cierto nivel, el flotador actúa sobre el servomotor, se cierra la comunicación con la cámara de vacío, se abre la comunicación con el compresor y continúa la inyección. La parada es de dos a tres minutos. Hay que tener cuidado de que no falte mortero en la pastera.

El llenado y vaciado del depósito de agua a presión se realiza de la misma manera. El agua a presión se emplea para limpiar las válvulas de entrada y salida del mortero, riego de la mezcla, si se necesita, y limpieza general. El único cuidado es que no falte agua en el depósito de alimentación.

Se puede llegar a la presión que se desee, construyendo el aparato con la resistencia apropiada, y a la profundidad que se necesite.

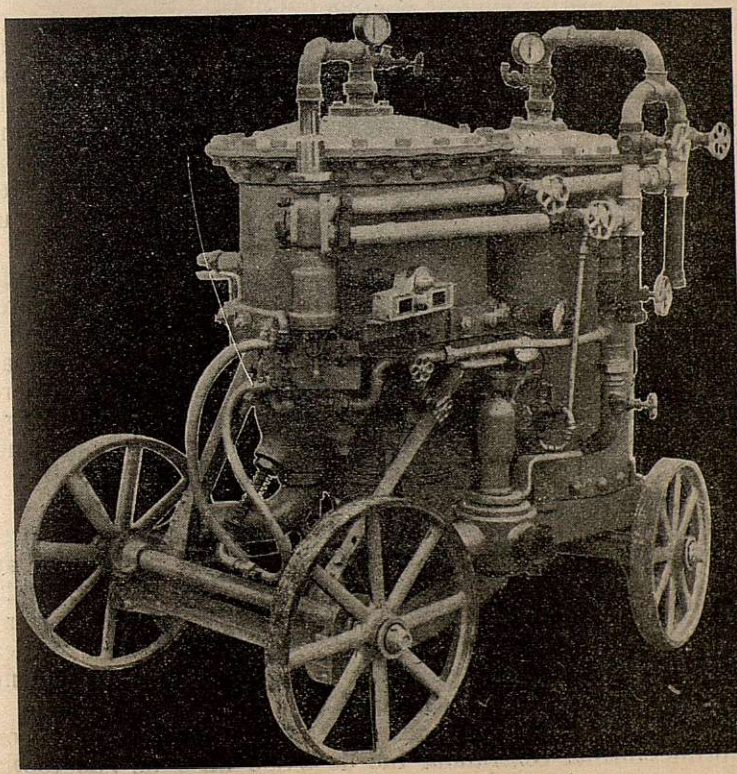


Fig. 745 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El rendimiento del tipo corriente es de 6 m³/hora, y la presión máxima, 12 kg/cm².

La figura 745 *a* indica una vista de esta inyectora, que está dando excelente resultado.

Las inyecciones de cemento son altamente eficaces, en especial cuando se trata de grietas definidas en las que el agua no se mueva con presión. No obstante, la estabilidad de las presas no debe fiarse al fortalecimiento del terreno con inyecciones, sino a la propia resistencia de éste. Si la inyección se hace en grietas con agua en movimiento, ésta arrastra la lechada y no se obtiene éxito. Para lograrlo hay que quebrantar la velocidad del agua, y esto se consigue introduciendo material inerte (gravilla, arena, carbonilla, etc.) que rellene la grieta antes de introducir la lechada.

A veces estas inyecciones adquieren grandísima importancia, como cuando se trata de conseguir la impermeabilidad del embalse que ocupa terrenos cavernosos o con múltiples grietas. Sirva de ejemplo la presa de Camarasa (España), en la que agua abajo en las laderas se determinaron al llenar el embalse numerosas filtraciones, que fueron aumentando, sin duda por el arrastre de los tapones de arcilla que rellenaban las grietas, hasta sumar un caudal de más de 11 metros cúbicos por segundo. No existiendo desagües de fondo en la presa, y no pudiendo desaguar el embalse para tratar de fijar el ingreso del agua en las grietas para taponarlas, y quizás no conviniendo desaguar porque se paralizaría la Central hidroeléctrica, después de ensayar muchos medios para impermeabilizar el vaso, o tratar, al menos, de fijar el camino recorrido por las aguas filtrantes, se acudió a practicar desde la coronación de la presa, y siguiendo el perfil transversal de ella en las laderas, una serie de agujeros de sonda para inyección de cemento, con el fin de establecer una pantalla impermeabilizadora en el terreno. Algunos agujeros han llegado a la profundidad de 300 m (la presa tiene 90 m sobre el cauce). Por término medio, la profundidad de los agujeros desde la coronación es de 120 m. Se han atravesado numerosas e importantes cavernas; en una de ellas se metieron 550 toneladas de carbonilla y 500 de cemento. Se ha conseguido limitar bastante el caudal filtrante, y parece que para aumentar el éxito se han hecho, o intentado, inyecciones de asfalto, cuyo resultado ignoramos.

Otro caso es el de la impermeabilización del vaso de la presa de Montejaque (España), construída por la Compañía Sevillana de Electricidad, asentada sobre terreno jurásico. Al tratar de llenar el embalse no se consiguió, por las importantes filtraciones presentadas a través de la ladera. No se pudieron tapar vertiendo 50 000 m³ de arcilla, y se acudió a las inyecciones de cemento por agujeros, a profundidades de 100 a 120 m. Por alguno de ellos se inyectaron 150 toneladas de cemento. La longitud de sondeos primeramente contratada fué de 2 000 m, y de 700 toneladas la cantidad de cemento a inyectar. Parece que el resultado de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

esta impermeabilización no ha sido todo lo satisfactorio que se esperaba.

En la presa de Tremp también se hicieron inyecciones de cemento durante la construcción, con presión de 9,5 atmósferas, y mezclando al agua, cemento y arena en proporción de 1 : 3. En un agujero se introdujeron 100 toneladas de cemento.

Otro procedimiento de impermeabilizar las grietas es la inyección de asfalto, ideado por G. W. Christians, y empleado con éxito en las presas de Chattanooga, Hales Bar, Dix y Wilson. El procedimiento consiste en introducir asfalto fundido a través de un tubo agujereado y de menor diámetro que el agujero de sonda. El asfalto permanece flúido a través de dicho tubo en virtud de un alambre incandescente, que va por su eje, calentado eléctricamente. El asfalto, al abandonar el tubo y penetrar en la grieta, se enfría y solidifica.

La figura 746 representa un croquis de esta disposición. (En *Engineering News-Record*, 19 abril 1928, pág. 627, se detallan las inyecciones en la presa de Wilson.)

Drenes. — En algunas presas se disponen una o varias filas de drenes cerca del paramento de agua arriba, con el fin de recoger y alejar el agua que pueda filtrarse a través del hormigón, o por alguna grieta, o por junta de trabajo (la que se puede formar en la mala unión de hormigones colocados en épocas diferentes), o por las juntas de contracción, disminuyendo así la subpresión que dicha agua filtrante puede producir.

Alguna vez se coloca fila de drenes, que llegan a la base de cimientos y penetran algunos metros por debajo de la roca, para captar el agua que pueda filtrarse por la superficie de apoyo o por la misma roca, aun después de haber dispuesto agujeros con inyección de cemento por debajo del paramento de agua arriba. Además, los drenes que atraviesan el hormigón recogen el agua, que elimina éste en su fraguado.

Los drenes verticales, que quedan alejados del paramento de agua arriba de la presa a una distancia de 2 a 4 m, desembocan en galerías longitudinales que tienen comunicación con el exterior.

La primera disposición de drenaje en las presas parece que fué en la de Komatau (Bohemia) (Scimemi: *Dighe*, pág. 101); después siguió, en Europa, la de la presa de Möhnetal (1908), y más tarde se han multiplicado estas disposiciones en otras presas de Europa y los Estados Unidos, si bien en las presas importantes se ha adoptado en pocas de ellas. Tienen drenaje las presas de Solingen, Urft, Marklissa, Mauer, Schwarzenbach, etc., en Alemania; Chavanon y Eguzon, en Francia; Wäggital, en Suiza; Cignana, en Italia; Kensico, Elephant Butte, Yadkin River, Olive Bridge, Bull Run, O'Shaughnessy, en los Estados Unidos, entre otras.

Primeramente, para formar los drenes se emplearon tubos agujereados de 6 a 8 cm de diámetro; pero éstos se obturaban con facilidad durante la ejecución de la presa o por la carbonatación de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cal libre arrastrada por el agua, dejando de ser eficaz tal disposición. Luego se aumentó en posteriores presas el diámetro para evitar tal inconveniente. Hoy la norma es que los drenes tengan, al menos, un diámetro de 30 cm, que la distancia entre ejes sea de 3 a 5 m y

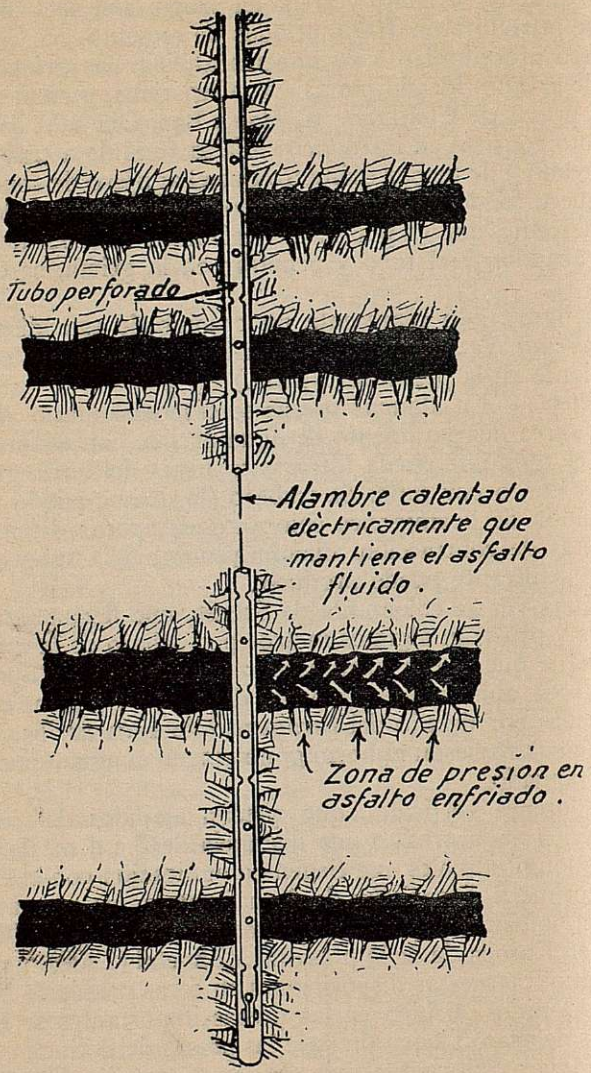


Fig. 746

que desemboquen verticalmente en las galerías de visita con el fin de que desde éstas puedan revisarse y limpiarse. Estas galerías conviene tengan dimensiones suficientes, no sólo para el paso del guarda, sino también para colocar eventualmente en ellas el aparato de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

inyección para poder impermeabilizar cualquier grieta que pueda presentarse.

Los drenes pueden formarse con el mismo hormigón que constituye el cuerpo de la presa, previa la colocación de moldes, o con bloques de hormigón poroso hechos fuera de la obra. Esta última disposición tiene las ventajas de producir menos complicación al construir la presa y proporcionar más superficie filtrante, puesto que ésta quedará integrada por la exterior de los bloques.

Cuando se dispone en la base de cimientos una fila de drenes después de otra de agujeros de inyección de cemento, hay que practicar aquellos agujeros después de la de éstos para evitar el que los primeros se taponen con la lechada de cemento que pase a ellos a través de grietas de la roca.

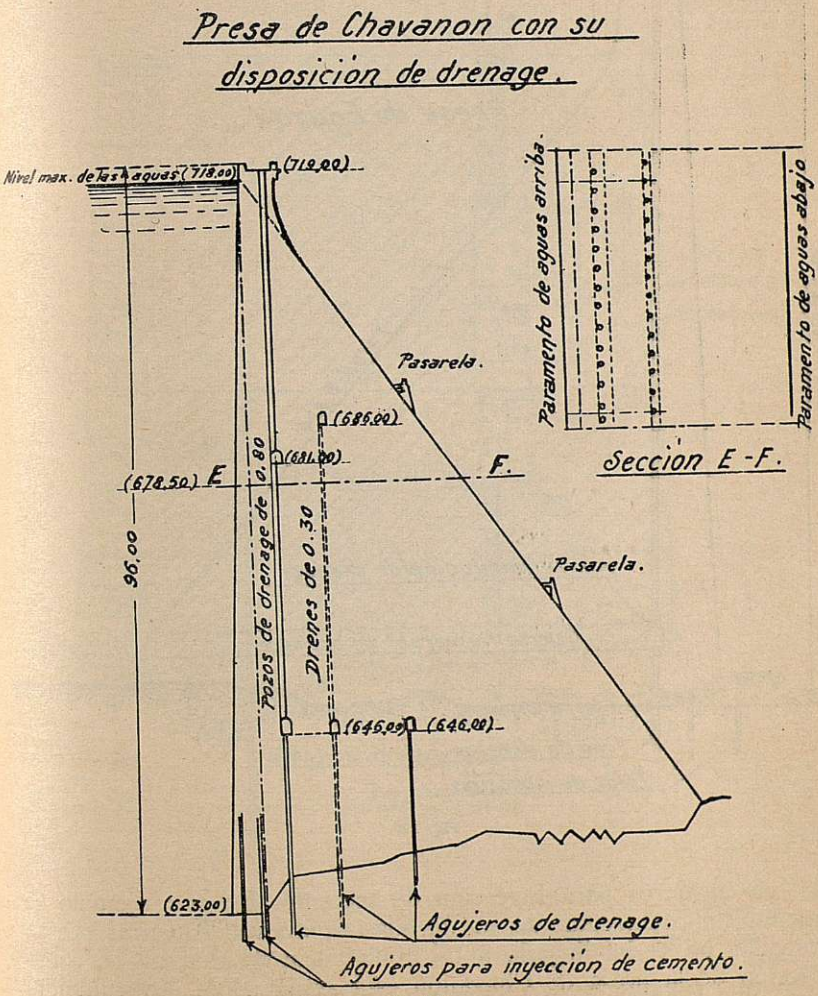


Fig. 747

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 747 indica un perfil transversal de la presa de Chavanon (Congrès de la Houille Blanche, Grenoble, 1925, pág. 591), con su disposición de drenaje, la que comprende una primera fila de pozos verticales de 0,80 de diámetro, distantes 2,50 m entre ejes y separada de la vertical del borde de agua arriba de la coronación 2,50 m; otra fila de drenes de 0,30, a 9,60 m de dicha vertical, y también a 2,50 m de distancia entre ejes, y otra fila separada 19,90 metros de aquella vertical. Cada una de estas filas tiene interpuesta una galería longitudinal de drenaje a 73 m por debajo de la coronación. Todas las filas penetran por debajo de la superficie de cimentación. Además existen al pie del paramento de agua arriba dos

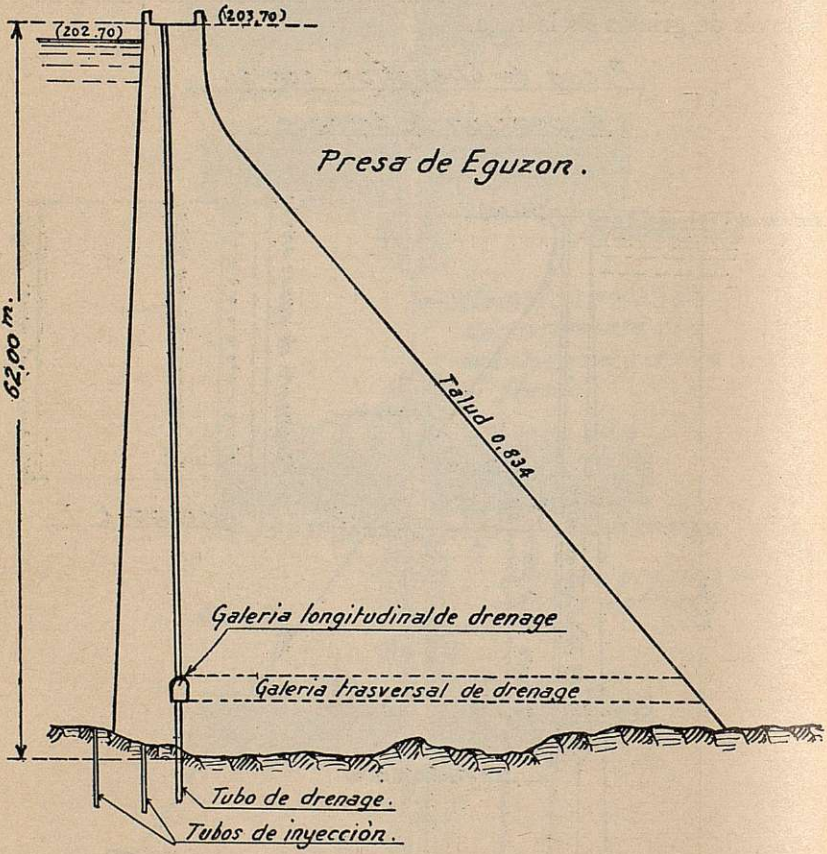


Fig. 748

filas de agujeros para inyección de cemento. En este ejemplo se han multiplicado, como se ve, las filas de drenes. En otras presas drenadas no se ha llegado a tal abundancia de drenes. La construcción de la presa de Chavanon está actualmente interrumpida.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las figuras 748 y 749 representan el perfil transversal de la presa de Eguzon (Francia), con su disposición de drenaje y detalle de ésta. Los drenes, que bajan hasta unos 8 m por debajo de cimiento, son tubos de hierro de 10 cm de diámetro. Los que drenan el paramento quedan distantes 3 m entre sí, y son de 30 cm de diámetro. Unos y otros desembocan en una galería longitudinal que comunica al exterior por otras tres transversales. Al pie del paramento de agua arriba hay dos filas de agujeros de inyección de cemento.

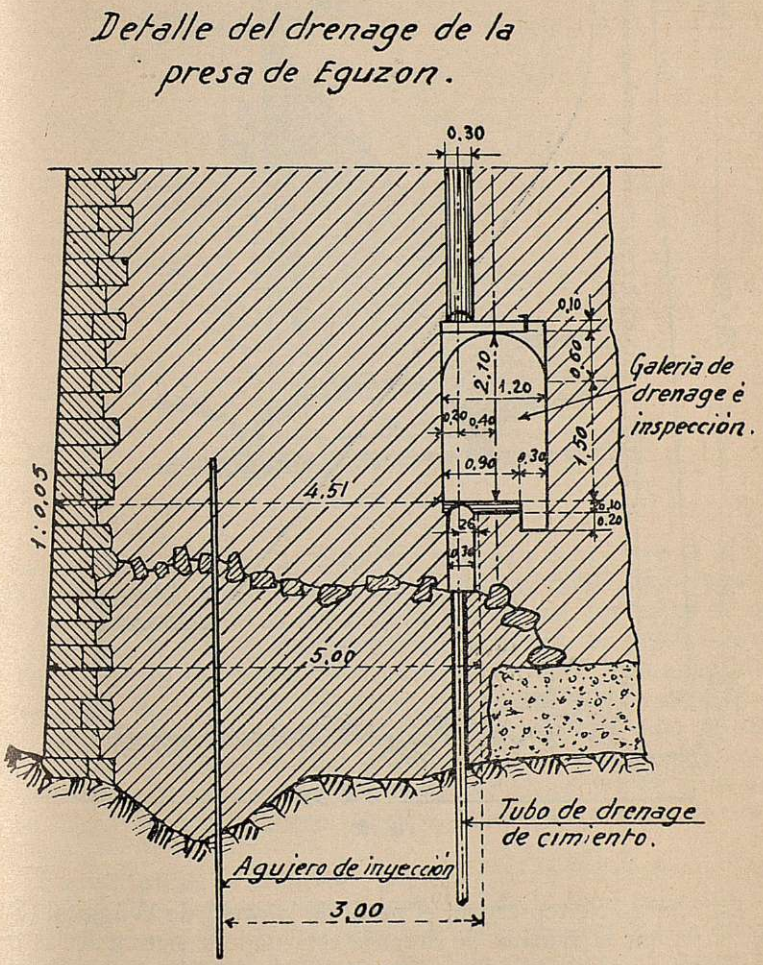


Fig. 749

La figura 750 representa el perfil transversal de la presa de Cignana (Italia), que tiene un plano de drenaje formado por drenes verticales de 50 cm de diámetro, distantes 4,30 m entre sí y unidos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por tres galerías, de ellas dos horizontales, a 3,50 y 27 m debajo de la coronación, y otra en lo hondo de la presa, y que sigue la roca de cimientos a lo largo del rastrillo. Este sistema de drenaje se modifica en la parte alta, reduciéndose el diámetro de los drenes a 20 cm, y su distancia, a 3,75 m.

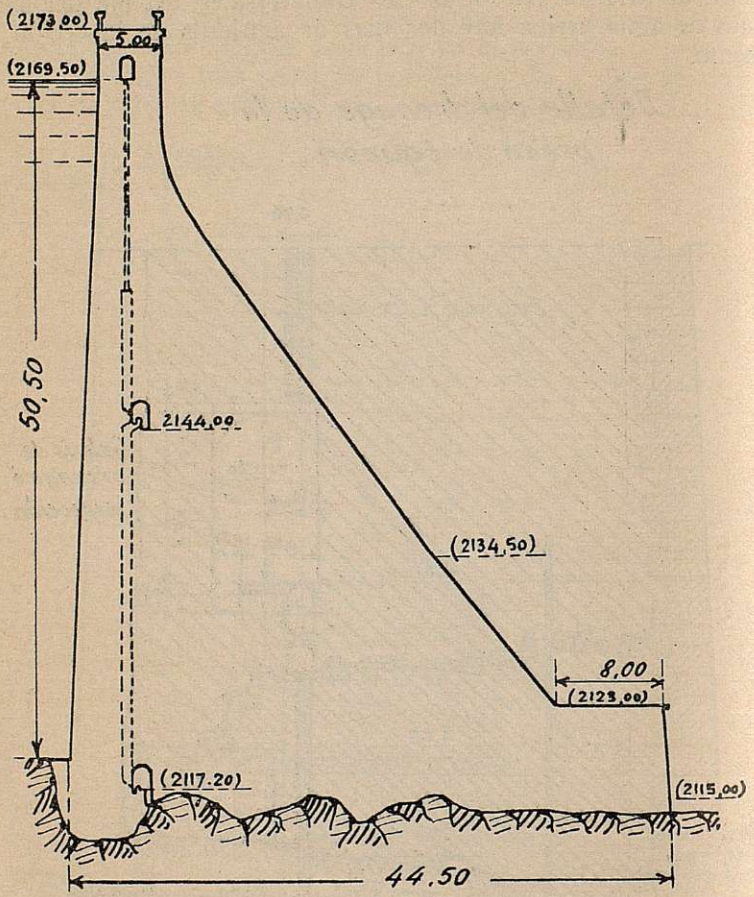


Fig. 750

La figura 751 representa el perfil de la presa de Wäggital (Suiza), en la que el sistema de drenaje está fiado a siete galerías longitudinales, unidas por pozos verticales de 1 × 1 m, que forman parte del sistema de juntas de contracción que ya indicamos.

La figura 752 representa el perfil de la presa de Bull Run *(Engineering News-Record,* 8 agosto 1929, pág. 208), en el que se ve que después de una fila de agujeros de 5 cm de diámetro, distantes 3 m, para inyección de cemento al pie de agua arriba de la pre-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sa, hay otra fila de drenes del mismo diámetro y a la misma distancia, que penetran 15 m inferiormente en la roca y desembocan superiormente en una galería longitudinal. A esta misma galería afluyen otros drenes verticales que se desarrollan por encima de

Presa de Wäggital.

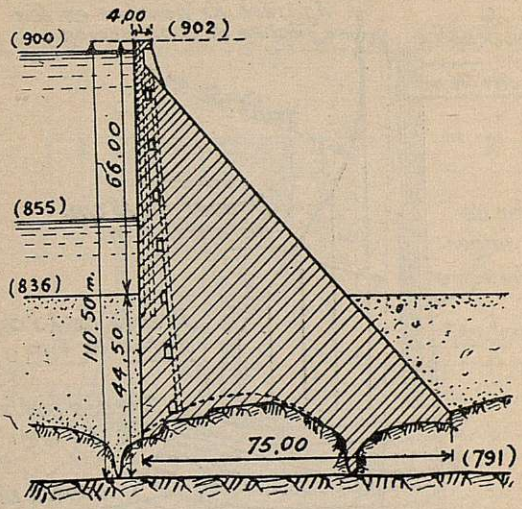


Fig. 751

ella, que tienen 15 cm de diámetro y distan 3 m entre sí. En las juntas diarias de trabajo, a las que se da una dirección perpendicular a la de los esfuerzos principales, se colocan dos tubos de dren en cada una de 7,5 cm de diámetro, que se enlazan con los drenes verticales antes indicados y con otra fila de éstos más agua abajo. Las juntas de trabajo se disponen con adarajas para aumentar el recorrido posible de las aguas filtrantes. Esta disposición de juntas horizontales y drenes en ellas es lo original de esta disposición. El diámetro de los drenes parece escaso, por el peligro de la obstrucción. Pero el gran número de ellos da cierta garantía de su eficacia.

En esta presa de Bull Run, para el cálculo del perfil, se supuso en la base de cimientos una subpresión de la total carga de agua en el paramento de agua arriba, que en la primera fila se quedaba reducida a la carga del máximo nivel de agua que ésta pudiera alcanzar agua abajo de la presa, permaneciendo esta carga constante en el resto de la sección. Todo el coste de la complicada disposición de drenaje fué de 135 000 dólares, mientras que el del aumento de sección, en el caso de no emplearse drenaje y suponer subpresión de la completa carga de agua junto al paramento de agua arriba y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la del nivel máximo de agua abajo junto al paramento exterior, hubiera representado 250 000 dólares. Esto da idea de la economía que pueda significar la disposición de drenaje.

Pero cabe siempre la duda de la eficacia que pueda conseguirse

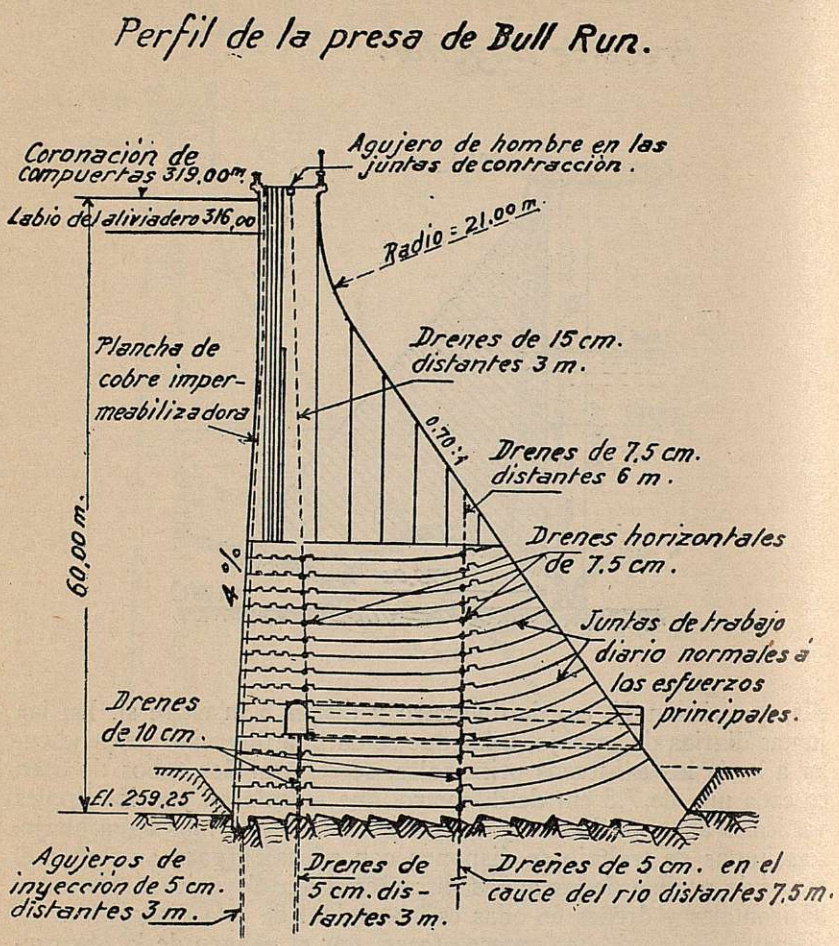


Fig. 752

con éste. No hay garantía de que la presión pueda reducirse a la atmosférica en cualquier hilada horizontal por encima del máximo nivel de agua abajo, al llegar al plano de drenaje, o a la que determina el indicado nivel de agua abajo en una hilada por debajo de éste. Puede suceder que, por excesivas aguas filtrantes, los drenes funcionen a presión, y aunque no sea así, por ser excesiva, relativamente, la distancia entre drenes en puntos intermedios entre éstos, la presión sea superior a la indicada. Cabe que, por lo re-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ducido del diámetro de los drenes, se acentúen estas circunstancias y además, con el tiempo, se obstruyan total o parcialmente, aumentando el mal.

Por ello, siendo aconsejable la disposición de drenes, es prudente no contar en ellos con una anulación de la subpresión, sino suponer que desde ellos hacia agua abajo se conserve esta subpresión en un 25 por 100 de la máxima carga de agua arriba ("Problems in Concrete Dam Design" by Henny, *Engineering News-Record,* 12 marzo 1931, pág. 431).

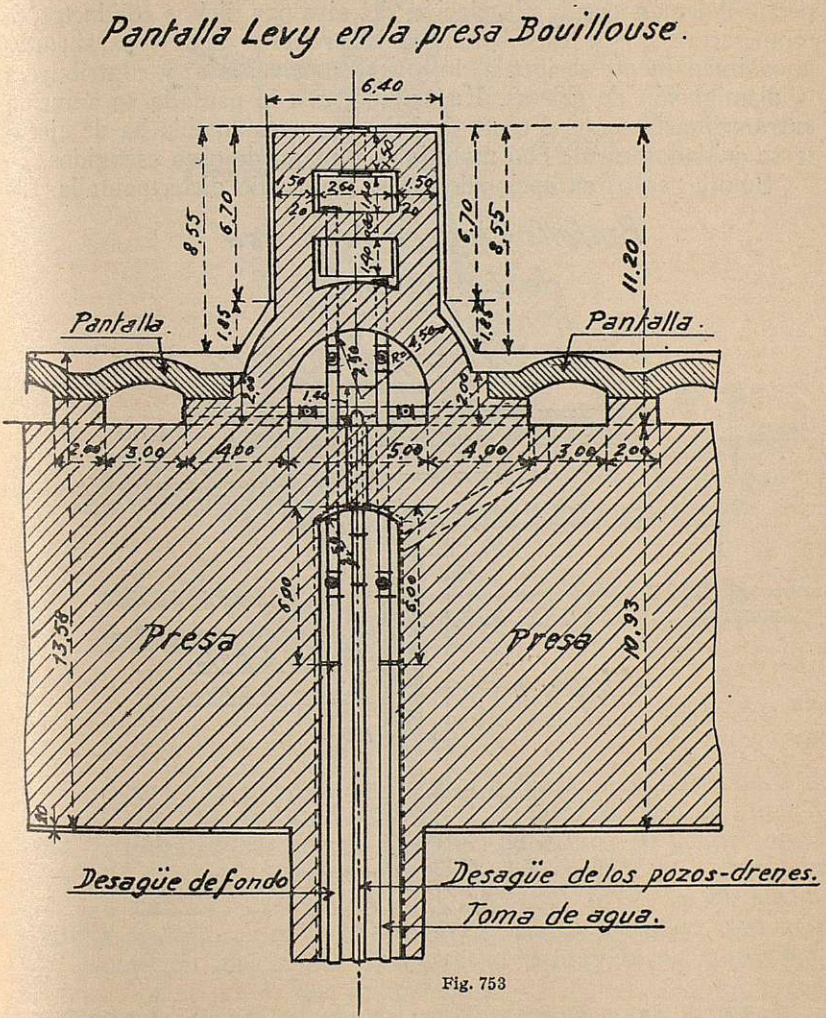


Fig. 753

En las presas españolas no tenemos noticia de que se haya dispuesto en ninguna plano de drenaje.

Pantalla protectora en el paramento de agua arriba de la pre-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sa. — Levy, en la comunicación de la Academia de Ciencias de París en 5 de agosto de 1895, preconizó el empleo de una pantalla protectora en el paramento de agua arriba de las presas con el fin de drenar el agua que por dicha pantalla se filtrase y recogerla en conductos verticales que se enlazasen en la parte baja con un colector que las condujese agua abajo.

Esta pantalla anula la subpresión en el cuerpo de la presa, siempre que las filtraciones a través de ella no sean de tal entidad que llenen a presión los drenes o conductos verticales entre pantalla y presa. Además, con la circulación del aire por dichos conductos, la temperatura a que está sometida la presa en ambos paramentos aproximadamente se iguala, lo que es una ventaja, y contribuye a la disminución de grietas. En cambio, con la pantalla se aumenta extraordinariamente el coste de la presa, pues aquélla ha de ejecutarse cuidadosamente con materiales y mano de obra escogidos.

Sólo en casos excepcionales se ha empleado dicha pantalla. Ci-

Pantalla Lèvy en la presa de La Mouche.

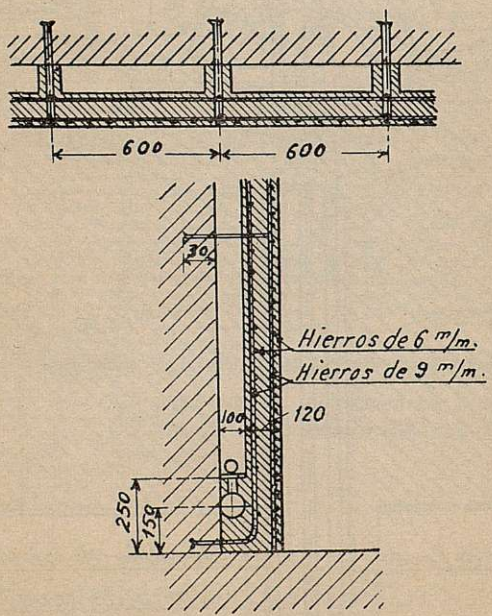


Fig. 754

taremos los casos de las presas de Bouillouse, Mouche y Settons, en Francia; Marklissa, en Alemania, y Lago Arno, en Italia.

La pantalla de la presa de Bouillouse se indica en la figura 753. La figura 754 representa secciones de la pantalla en la presa de La

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Mouche, ejecutada la pantalla años después que la presa. El error en este caso es haber empotrado aquélla en ésta, con lo que los movimientos por variaciones de temperatura son solidarios, y al estar expuestas ambas construcciones a temperaturas diferentes se originaran grietas, especialmente en la pantalla.

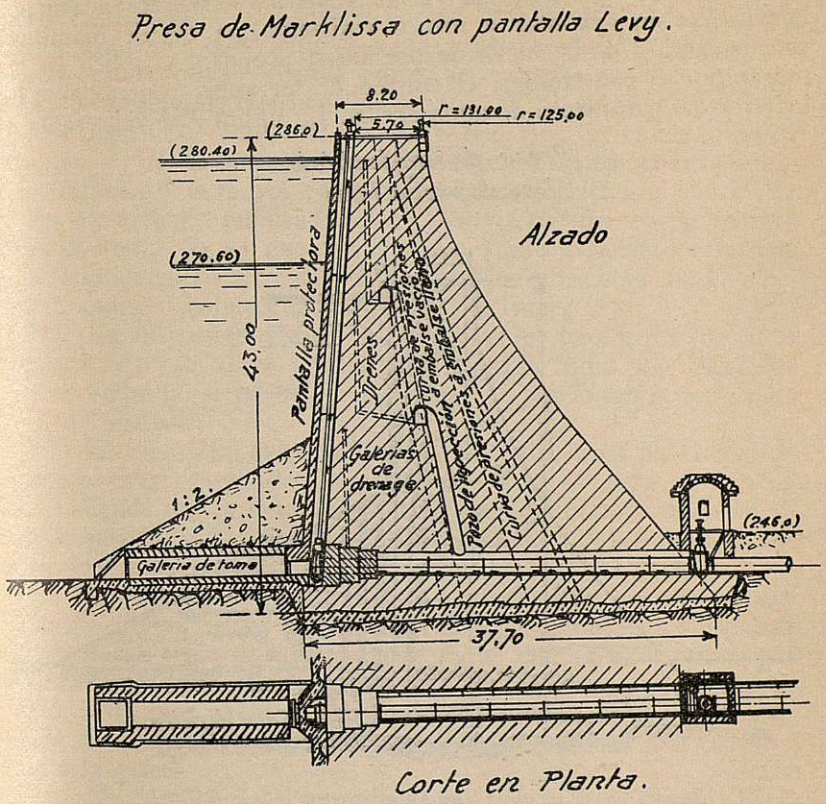


Fig. 755.

La figura 755 indica la presa de Marklissa, con su pantalla de tipo análogo a la de Bouillouse, de la figura 753. Son de notar la serie de precauciones acumuladas en esta presa: en primer lugar, se calculó con hipótesis de subpresión rectangular; en segundo lugar, se estableció drenaje en ella; en tercer lugar, se dispuso la pantalla protectora; en cuarto lugar, se adosó terraplén agua arriba, disposición ideada por el ingeniero alemán Intze, constructor de ésta y otras presas que indicaremos.

Terraplén contra el pie del paramento de agua arriba de la presa.—El indicado ingeniero Intze (*Baw der Talsperren,* 1906), preocupándose de que en una presa la curva de presiones a embalse lleno y vacío varía mucho dentro de los límites del núcleo central,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y que esta variación de posición determina notable diferencia en las presiones que se originan en las diversas partes (llegando desde el máximo de presión, en un caso, a cero, en el otro), y que estas alternativas fatigan el mortero, tanto, que con el transcurso de los siglos puede disminuir la cohesión (precisamente como el hierro fibroso bajo la continua variación de los esfuerzos acaba por convertirse en granular y menos resistente), a fin de disminuir esta excursión de la curva de presiones, propuso, y aplicó en las presas por él construídas, el empleo de terraplén contra la parte inferior del paramento de agua arriba. La figura 756 representa el

Presa de Sengbachtale
Tipo de presas Intze.

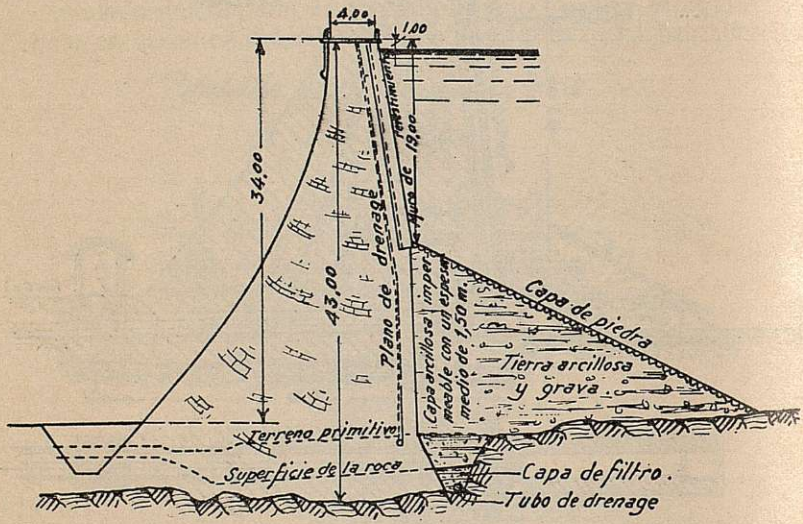


Fig. 756

perfil transversal de la presa de Sengbagtal, construída en Alemania con arreglo al tipo Intze. Con la disposición del terraplén protector, la tierra embebida en agua no aumenta sensiblemente el empuje contra la presa, mientras a embalse vacío dicha tierra húmeda empuja contra la presa y mantiene la curva de presiones casi en el eje del tercio central de la base. Así la variación de posición de la curva de presiones queda reducida aproximadamente a la mitad y la fatiga del mortero disminuye bastante.

Con este artificio se disminuye especialmente la presión unitaria del mortero sobre el paramento de agua arriba de la presa, en el que por el talud casi vertical, en relación con la teoría de Levy, la presión unitaria a embalse vacío podía exceder al límite prudencial.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La propuesta de Intze, aplicada por él en muchas presas, y entre ellas, en la de Urft, de 58 m de altura, se ha seguido en algunas presas alemanas y en alguna otra, como la de Kensico, en América, y los constructores creen que estos terraplenes al pie de la presa contribuyen además a aumentar la impermeabilidad de las cimentaciones, pues si ocurren filtraciones, éstas arrastran pequeñas partículas de arcilla, que acaban por taponar los poros de la fábrica o los pequeños conductos de agua, y así se elimina todo peligro de subpresión, que, por otra parte, se combate también por los tubos de drenaje, de que hemos tratado.

Los ingenieros franceses no son partidarios del empleo de este terraplén, y, desde luego, no lo han adoptado nunca, como tampoco los ingleses y la mayor parte de los norteamericanos.

En un artículo publicado en el *Génie Civil* del 25 de febrero de 1905, tomo 46, el ilustre ingeniero francés Jacquinot resume en las siguientes las diversas objeciones que presentan los ingenieros franceses al empleo de la disposición Intze:

1.ª Es imposible vigilar y conservar el paramento de agua arriba de la presa. Si se produce una fuga de agua por debajo de la cimentación no se puede ver su origen, y, por lo tanto, sería muy difícil de obstruir.

2.ª El terraplén evita la llegada fácil del agua en el sentido horizontal, hasta el pie de agua arriba de la presa; pero no será difícil la llegada por la grieta inevitable que se formará verticalmente en la superficie de contacto de la fábrica con el terraplén, como consecuencia del natural asiento de éste.

3.ª No se puede esperar que las grietas sean colmatadas por el arrastre de partículas terrosas que el agua lleve. Esta suele salir perfectamente clara al atravesar un dique de tierra, a menos que las filtraciones sean enormes. Además, en caso de presentación de grietas, sería más eficaz el rellenarlas con una lechada de cemento vertida por un tubo, desembocando éste en el agua del embalse, junto a la grieta.

4.ª No será eficaz el empuje de las tierras para desviar hacia el centro de la base el punto de aplicación de la resultante, puesto que un macizo de tierras da empujes muy variables, pues una parte se mantiene con un talud casi vertical y otras partes se desmoronarán, aun dándoles talud de 45°. De modo que unas tierras empujarán contra el muro, y otras, no.

Además, al vaciarse el embalse, unas partes del terraplén se desecarán pronto y darán poco empuje, y otras tardarán en desecarse y empujarán más.

Por una y por otra causa el macizo terroso producirá empujes diferentes sobre la longitud de la presa, que tenderán a ocasionar roturas en planos verticales.

A estas objeciones contestaron los ingenieros alemanes Mattern y Ehlersen en la revista *Centralblatte der Bauwerk,* en los números de 24 de junio y 15 de noviembre de 1905, y, a su vez, en la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

misma revista respondió Jacquinot, en el número del 25 de septiembre.

Hoy está desechada prácticamente esta disposición, que citamos entre las que contribuyen a evitar la filtración de aguas en la superficie de cimientos.

Impermeabilización especial del paramento de agua arriba de la presa.— Las presas hechas con mampostería son más permeables que las de hormigón.

En aquellas que han alcanzado siempre alturas modestas, las juntas de los mampuestos del paramento se escarbaban y retundían, y algunas veces se ha aplicado enlucido de mortero rico de 2 a 5 cm de espesor. Pero este enlucido es muy difícil que se adhiera al paramento, siendo frecuentes los desprendimientos de él al penetrar agua, y especialmente si ésta se hiela, entre el enlucido y la fábrica. Más eficaz es la aplicación de *gunita* (lechada de cemento aplicado a presión con el cañón de cemento, *cement-gunt),* y este medio se ha empleado en algunas presas de hormigón. En Elephant Butte se aplicaron cuatro capas, una sobre otra, antes de que fraguara la anterior.

Pero en éstas, lo más conveniente es pintar el paramento de aguá arriba con alguno de los muchos productos hidrófugos que el mercado proporciona (Inertol, Mixtura Sylvester, Siderosten y otras).

En algunos casos, a la impermeabilización del paramento se le ha dado más importancia, como ha sucedido, por ejemplo, en la presa de Schwarzenbach (Alemania) (*Energia Elettrica,* 1925, página 1 096), en la que se ha revestido el paramento de agua arriba en la parte inferior de la presa con tres capas de cartón asfaltado, protegidas con un revestimiento de hormigón de 80 cm.

Algunas veces, para evitar la fisuración del enlucido, se ha practicado éste englobando en él una red metálica.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XXXIX

FABRICA DE LAS PRESAS

Fábrica de las presas. — Antes las presas se construían con mampostería de mortero de cal hidráulica de la mejor calidad. En Alemania e Italia se añadía trass y puzzolana. En Marklissa, el mortero tuvo la dosificación siguiente: 125 litros de cemento, 100 de trass, 66 de cal y 510 de arena.

En Alemania se ha empleado mucho el mortero de trass de la composición siguiente, en volumen: 1 cal, 1 1/2 trass, 1 3/4 arena.

Hoy se ha sustituído esta cal por el cemento portland y se ha generalizado el empleo de dicho material en las presas de hormigón, agregando, a veces, bloques sumergidos, formando el llamado hormigón ciclópeo.

El empleo de estos bloques aumenta la densidad del conjunto, favorece la estabilidad, por incrementar el momento estabilizador y la resistencia al esfuerzo constante, y da mejor unión entre dos hiladas contiguas, especialmente en las que se forman entre la superficie de parada del hormigonado y comienzo posterior de él.

En las modernas presas de hormigón el tamaño máximo del árido varía de 10 a 12 cm, y se admite una proporción de volumen de bloques, que en algunos proyectos ha llegado al 30 por 100, pero en la práctica es difícil llegue al 20 por 100. En la presa de Camarasa se admitió sólo el 10 por 100. En la de Barberine se pensó emplear un 20 por 100, mas en la ejecución quedó reducido al 10 por 100. En la de (Hetch-Hetchy) O'Shaughnessy, un 10 por 100. El tamaño de estos bloques los fijará el factor económico en la extracción, transporte y manejo. Entre ellos se introducen otros de menor tamaño, y la idea que preside su empleo es ahorrar cemento y aumentar la resistencia al esfuerzo cortante. Hay que tener en cuenta que en el transporte de bloques grandes el rendimiento de los medios auxiliares es menor que con el de la grava, porque el número de huecos en los primeros es mucho mayor que en la última, y con menos volumen y peso efectivos, se llena con aquéllos la capacidad del medio de transporte.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Cuando el espesor de la estructura es escaso, la mayor dimensión de los bloques no debe exceder del 20 por 100 de aquél, si es que la fábrica ha de resistir a esfuerzos cercanos a los de la carga límite. Un hormigón algo flúido es conveniente para la mejor colocación de los bloques.

En las modernas presas, en que se colocan centenares de metros cúbicos de hormigón al día, la colocación de bloques, por el entorpecimiento que representa el extraerlos de gran tamaño, transportarlos y colocarlos, determina en esta clase de fábrica un retraso en su ejecución, y por ello se tiende actualmente a no emplear mayor tamaño de bloques que los que la cantera dé en cantidad suficiente para que su colocación no determine retraso en la obra.

En algunas presas se han reforzado los paramentos con armaduras metálicas (Cataract River, Brisbane), arriostrándolos entre sí. Con esto se consigue una mayor garantía contra la posible formación de grietas y proporciona más resistencia a las fuerzas tangenciales.

Las presas de hormigón se ejecutan generalmente empleándolo en todo el perfil, incluso en los paramentos, y para ello hay que hacer uso de encofrados o moldes. Otras veces se emplean revestimientos de mampostería o de sillarejos de piedra natural o de aglomerado de hormigón. Con este revestimiento se evitan los moldes. En la presa de Puentes Viejas, del abastecimiento de Madrid, se emplearon sillarejos artificiales. En la de Kensico, el paramento agua abajo se hizo con revestimiento de piedra natural, y en el de agua arriba, y en los dos de la de Olive Bridge, se usaron sillarejos de hormigón. En la de Broc, presa-bóveda, también se emplearon. El hormigón en los paramentos sufre por la acción de los hielos y el sol. Desde este punto de vista, y donde la temperatura sea inclemente, es preferible emplear revestimientos de piedra natural. Así se ha hecho en la presa de Barberine.

En Wäggital, el paramento de agua abajo de hormigón sufrió alguna desintegración por los efectos de bajas temperaturas. Pero en donde no sean de temer dichos efectos, la economía es la que determina la elección de la clase de revestimiento o la no colocación de éste.

Modernamente, por los grandes cubos de obra que se hacen diariamente, y debido también a un conocimiento mejor del material, están en boga las presas de hormigón, aumentándose la resistencia a la acción del medio ambiente en los paramentos, haciendo más ricas las dosificaciones. Ha tenido también bastante empleo el llamado *sand-cement*.

El *sand-cement* es un producto que se obtiene moliendo en molinos de bolas el clinker y la piedra en proporciones convenientes, que suelen ser de alrededor del 50 por 100 de cada elemento. En la presa de Camarasa se molió 55 por 100 de clinker con 45 por 100 de piedra dolomítica, y la dosificación que resultó para la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

parte más cargada de la presa fué de 157 kg de cemento por metro cúbico de hormigón.

En Arrowrock se empleó también el *sand-cement;* pero luego, en parte por el veto que pusieron las fábricas de cemento y en parte por la mayor complicación que en la obra se introduce con este nuevo producto, el uso del *sand-cement* ha decaído casi por completo. En la presa española del Jándula se ha empleado dicho producto.

Billings indica que 275 kg de *sand-cement* por metro cúbico de hormigón equivalen a una dosificación de 230 a 250 kg/m³ de cemento puro, y como de clinker sólo figura el 55 por 100, resulta una dosificación real de cemento de $0{,}55 \times 275 = 156$ kg/m³.

Las ventajas del *sand-cement* son:

a) Se obtiene un producto más impermeable a igualdad de medida de cemento.

b) La contracción es más débil.

c) El fraguado es más lento. La temperatura se eleva menos durante aquél. (En Spaulding, en que no se empleó, la temperatura alcanzó los 30°; y en Arrowrock, en que se usó, sólo llegó a 21°.

Con el molido del *sand-cement* se obtiene una mayor trituración del clinker, porque las partículas de la piedra contribuyen a ella. Además, la mezcla de los dos elementos es más eficaz.

No toda la piedra sirve para fabricar *sand-cement;* conviene que tenga propiedades puzolánicas, para conseguir una cierta acción química, no bien especificada, en que entre el árido como elemento activo.

Dada la gran importancia que va tomando el estudio de la dosificación de hormigones, con vista a mejorar este material, tan empleado en las modernas presas, vamos a entrar de lleno en su estudio.

Dosificación de hormigones.

Intentaremos indicar brevemente lo esencial de tanto como en estos últimos años se ha escrito sobre este tema, en el que descollaron los trabajos de Fuller, Feret, Abrams, Mac Millan, Graf y Bolomey.

La dosificación de hormigones se orientó hacia el estudio de su resistencia, y también, en menor escala, hacia el de la permeabilidad. Interesa, al iniciar el estudio, definir las distintas clases de hormigón, definición normalizada por la determinación de la llamada consistencia.

Consistencia o trabajabilidad.— Se usa este término para expresar el grado de plasticidad del hormigón. Para medirla se emplean dos métodos.

El primero, llamado por los americanos *Slump test,* se realiza llenando un molde tronco-cónico sin apisonado, de 10 y 20 cm de diámetro y 30 cm de altura. Se desmolda, procurando no producir

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

deformación al efectuar esta operación. La disminución de altura nos dará idea de la consistencia.

En el segundo método, propuesto por Williams, se llena también un molde tronco-cónico sin apisonado, de 10 y 15 cm de diámetro en las bases y 7,5 cm de altura, se coloca sobre una mesa especial, se le desmolda, y con un mecanismo se hace elevar y descender bruscamente a la mesa 15 veces a una altura de 15 milímetros en diez segundos. Se halla la relación del diámetro de la base después de realizada la prueba al primitivo, y esta relación nos mide la consistencia. La relación entre los dos métodos es la siguiente, siendo h el descenso del hormigón en la prueba del *Slump:*

	Slump test — Descenso en cm	*Williams* — Relación del diámetro resultante al primitivo
Hormigón seco. Apisonado a máquina...	$h = 0 - 3$	1 a 1,30
Hormigón seco. » a mano.....	$h = 3 - 7$	1,30 a 1,60
Hormigón plástico (ligero apisonado).....	$h = 7 - 11$	1,6 a 1,9
» flúido (para armar).....	$h = 11$ a 15	1,90 a 2,30
» líquido (colado).....	$h = 15$ a 22	2,30 a 2,70
Separación de materias.....	$h > 22$	$> 2,70$

La figura 757 indica claramente la prueba del *Slump* y da una idea gráfica de las consistencias tipo.

Pruebas de consistencia del hormigón «Slump test»

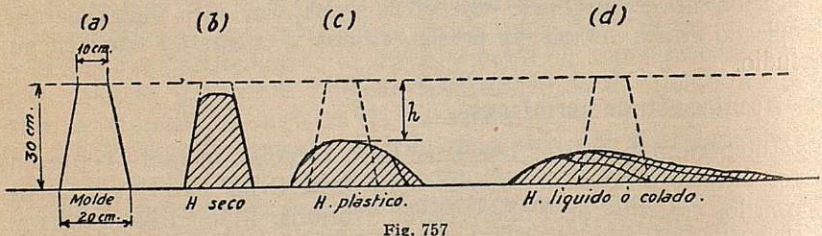


Fig. 757

Hecha esta indicación preliminar, vamos a entrar de lleno en el estudio de la resistencia.

Resistencia de los hormigones. — La resistencia de un hormigón para materiales dados y condiciones determinadas de manipulación depende fundamentalmente de la relación $\frac{\text{agua}}{\text{cemento}}$, siempre que se obtenga una mezcla trabajable; y los demás factores afectan a la resistencia solamente en la medida que puedan variar a esta proporción $\frac{A}{C}$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tiene, pues, influencia secundaria o indirecta:

La conservación, según quede la obra en ambiente húmedo o seco;

La calidad del aglomerante, y

La composición granulométrica del árido.

Varias son las fórmulas que ligan la resistencia con la relación $\frac{A}{C}$, siendo aceptables todas desde el punto de vista de la aproximación obtenible.

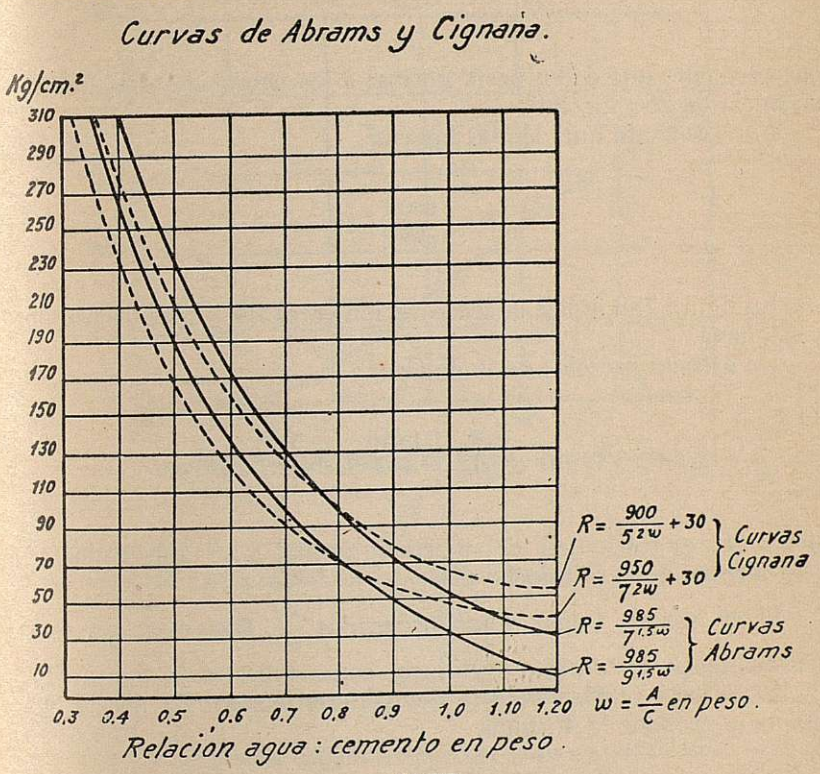


Fig. 758

Abrams da la fórmula

$$R = \frac{985}{7^x}$$

que pudiéramos llamar teórica, recomendando en la práctica la más prudencial

$$R = \frac{985}{9^x}$$

siendo R = resistencia en kg/cm² a los veintiocho días, y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

$x = \dfrac{\text{volumen agua}}{\text{volumen aparente cemento}}$; si se quiere indicar la relación $\omega = \dfrac{\text{peso agua}}{\text{peso cemento}}$, como el peso específico del cemento supuesto en esta fórmula es 1,5, tendremos $x = 1{,}5\omega$.

Difiere poco de ella la encontrada en el laboratorio de la presa de Cignana,

$$R = \frac{950}{7^{2\omega}} + 30$$

para cemento que dé en pasta normal a los veintiocho días una resistencia de 250 kg/cm^2.

Para cemento que dé 300 kg/cm^2,

$$R = \frac{900}{5^{2\omega}} + 30$$

La figura 758 indica la comparación entre las curvas de Abrams y Cignana.

De aspecto parecido es la de Graf:

$$R = \frac{R_n}{400}\left[\frac{1\,640}{7^{2\omega}} + 30\right]$$

siendo R_n = resistencia del mortero normal 1 : 3, apisonado mecánicamente a los veintiocho días.

Si en vez de tomar como ordenadas $\dfrac{A}{C}$, tomamos $\dfrac{C}{A}$, estas curvas tienen un aspecto rectilíneo, como muestra la figura 759, en la que está representada la de Abrams teórica. Es por lo que Bolomey propone la fórmula

$$R = \left(\frac{C}{A + V} - K_1\right)K$$

siguiendo en parte las ideas de Feret, que propuso primeramente la fórmula

$$R = \left(\frac{C}{A + V}\right)K$$

siendo V el volumen de huecos y estando en esta fórmula C y A en volumen. Con hormigones compactos se puede suponer $V = 0$,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y queda la de Bolomey,

$$R = \left(\frac{C}{A} - 0{,}5\right) K$$

fórmula muy aplicada, en la que C y A están en peso, y K, llamado coeficiente de calidad del árido, puede determinarse rompiendo cubos de mortero normal a los veintiocho días, y siendo $R_{n.\,28}$ la

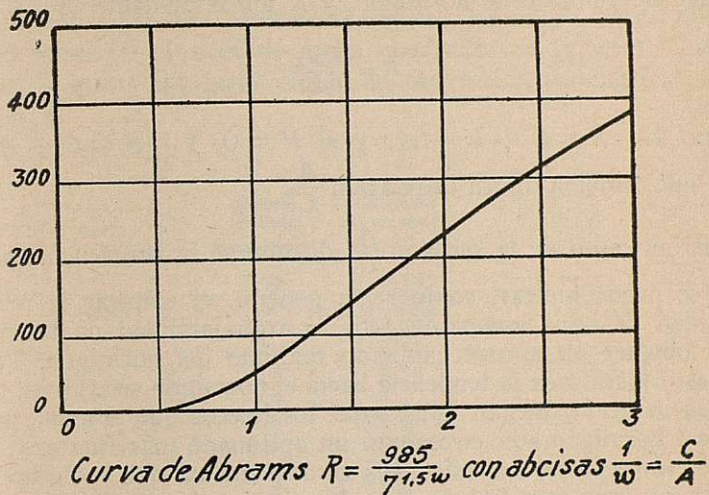


Fig. 759

resistencia de estos cubos en kg/cm², el valor de K lo fija en:

$$K = \frac{R_{n28}}{2{,}7}$$

y K_1 una constante, para la que encontró Bolomey el valor de $K_1 = 0{,}5$.

Para los cementos españoles pueden tomarse como valores de K:

$K = 105$	a los	7	días
$K = 150$	»	28	»
$K = 200$	»	90	»
$K = 270$	»	180	»

Al querer introducir en la fórmula la influencia de la compacidad del hormigón, llega Bolomey a la fórmula más complicada

$$R = \left[\left(\frac{\Delta}{2{,}35}\right)^2 \frac{1}{\omega}\right]^{3/2} \cdot \frac{K}{2}$$

en la cual el valor de K es el antes obtenido, y Δ es la densidad del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

hormigón. Como su variación no es amplia, su influencia es pequeña y sólo de interés cuando se desee obtener un hormigón impermeable.

Feret ha propuesto la fórmula

$$R = \left(\frac{C}{1 - S}\right)^2 K$$

siendo C y S los volúmenes ocupados por el cemento y áridos en la unidad de volumen de hormigón, y K aproximadamente

$$K = \frac{R_{n°8}}{0,27}$$

Como $1 - S = C + V + A$; y si $V = 0$, $1 - S = C + A$, vemos que también figura la relación $\frac{A}{C}$.

El aumento de la relación $\frac{A}{C}$ disminuye la resistencia; por lo que se puede indicar, como regla general, el emplear la mínima cantidad de agua compatible con la trabajabilidad de la mezcla para obtener un aprovechamiento máximo del hormigón. Parece con esto justificada la tendencia hacia el hormigón seco; mas, como hemos indicado, juegan igual papel los huecos que el agua, por lo que un hormigón seco necesitará un apisonado más fuerte, y, caso de ser imperfecto, su resistencia será la misma que la de un hormigón con una cantidad de agua de más, igual a la de huecos.

La conservación en un medio húmedo ejerce gran influencia en el aumento de resistencia. En ningún caso se debe exponer a la sequedad ninguna construcción antes de cinco días, y durante éstos la conservación debe ser en ambiente húmedo y a 16° aproximadamente; en general, deben durar estas circunstancias por lo menos diez días.

La calidad del aglomerante y modo de fraguar ejerce menos influencia que la relación $\frac{A}{C}$ y la conservación, y viene manifestada por la modificación de las constantes que afectan las fórmulas.

La composición granulométrica y naturaleza del árido influyen indirectamente en la resistencia de un hormigón, modificando la cantidad de agua necesaria para obtener una consistencia deseada y, por lo tanto, la relación $\frac{A}{C}$. Esta influencia, aunque indirecta, es muy importante.

Para una cierta resistencia, o relación $\frac{A}{C}$ determinada, el hormigón más económico será el que exija la menor cantidad de agua para una cierta consistencia.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hemos de buscar el árido que haga posible este número, y se encuentra referido el problema de su mejor graduación al de la determinación de la cantidad de agua en función de la composición granulométrica.

Vamos, en la exposición de las dos teorías que resuelven el problema, la de Abrams y Fuller, a indicar, primero, la composición granulométrica ideal, y a encontrar, después, el agua requerida para una consistencia determinada.

Composición granulométrica. Teoría de Abrams.— Abrams caracteriza el árido por el llamado módulo de finura. Para determinarlo toma 10 tamices de malla cuadrada, de la serie "Tyler Standard", cuyas aberturas crecen en progresión geométrica cuya razón es 2.

Número del tamiz	Lado de la abertura en mm
100	0,147
50	0,295
30	0,590
16	1,17
8	2,36
4	4,7
3/8	9,4
3/4	18,8
1 1/2	38,1
3	76,2

Determina el tanto por ciento que queda en cada tamiz, suma los diez porcentajes obtenidos y divide la suma por 100. El resultado es el módulo de finura del árido estudiado.

La práctica puede ser la siguiente: Se toma el peso de la muestra y se separa en tamaños, por medio de la serie de tamices indicada; se pesa lo retenido en el primero, y, sin quitar el material, se agrega lo retenido en el segundo y se pesa, continuando hasta el último. Por ejemplo, tomando un peso de 100 gramos de árido:

Número del tamiz	Retenido	
3/8	0	
4	2,4	
8	19,4	
16	36,8	
30	61,4	
50	92,4	
100	99,4	0,6 gramos de polvo perdido
	311,8	

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El módulo de finura será:

$$\frac{311,8}{100} = 3,118$$

Este cálculo del módulo de finura debe hacerse para todos los áridos a emplear.

El módulo de finura de la mezcla de dos o más áridos S y G de módulos de finura M_s, M_g, mezclados en la proporción de s unidades de volumen de S y g kg de G, se determina por la fórmula

$$M_m = \frac{sM_s + gM_g}{s + g}$$

y se puede hallar la relación en la que han de mezclarse para tener un módulo de finura determinado:

$$\frac{s}{g} = \frac{M_g - M_m}{M_m - M_s}$$

Han demostrado los ensayos que áridos del mismo módulo de finura requieren igual cantidad de agua de mezcla para obtener una masa trabajable a igualdad de cantidad de cemento y tamaño máximo del árido; por lo tanto, dan hormigones de igual resistencia.

Cuando de mayor tamaño sea el árido, mayor será el módulo de finura, menos agua requiere para su mezcla; y con ello disminuye $\frac{A}{C}$ y aumenta la resistencia. Podíamos, pues, aumentar hasta el máximo posible la resistencia de una mezcla si aumentamos el tamaño máximo del árido a la vez que el módulo de finura. Mas esto tiene un límite, fijado por la necesidad de conservar una cierta cantidad de elementos finos, cuya desaparición haría al hormigón poroso, para el que fallaría la ley de Abrams, que se refiere a hormigones compactos, o la haría menos resistente al hacer los huecos el papel del agua, según Bolomey.

Abrams da en la tabla siguiente los máximos valores admisibles del módulo de finura para las mezclas más corrientes y distintos tamaños máximos del árido:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Mezclas en volumen	TAMAÑO DEL ARIDO						
	0—4,7 mm	0—9,5 mm	0—19 mm	0—25 mm	0—38 mm	0—50 mm	0—76 mm
1:9	3,05	3,85	4,65	5	5,40	5,80	6,25
1:7	3,20	3,95	4,75	5,15	5,55	5,95	6,40
1:6	3,30	4,05	4,85	5,25	5,65	6,05	6,50
1:5	3,45	4,20	5	5,40	5,80	6,20	6,60
1:4	3,60	4,40	5,20	5,60	6	6,40	6,85
1:3	3,90	4,70	5,50	5,90	6,30	6,70	7,15
1:2	4,20	5,05	5,90	6,30	6,70	7,10	7,55
1:1	4,75	5,60	6,50	6,90	7,35	7,75	8,20

Precisamos conocer el tamaño máximo y mínimo de los áridos, puesto que de ello depende el máximo valor admisible para el módulo de finura. Se clasifican los áridos por el tamaño de los tamices que marcan sus límites; pero puede ocurrir que sea tan exigua la cantidad existente de un tamaño, que no merezca la pena de tenerle en cuenta como límite. Las siguientes reglas se usan en Norteamérica para fijar los límites de los tamaños:

1.ª Un 15 por 100, por lo menos, debe ser retenido en el tamiz inmediato inferior al considerado como máximo.

2.ª Menos del 15 por 100 debe pasar por el tamiz tomado como de tamaño mínimo.

En el caso práctico anterior podemos considerar la arena comprendida entre los tamaños de los tamices 50 y 4, porque retiene más del 15 por 100 en el tamiz inmediatamente inferior (el 8) al considerado como máximo (el 4), y deja pasar menos del 15 por 100 en el tamiz considerado como mínimo (el 50).

Teoría de Fuller.—Fuller representa la composición granulométrica de un árido por una curva referida a dos ejes coordenados, siendo las abscisas los logaritmos de las dimensiones de los lados de las mallas de la serie de tamices, y en las ordenadas, el tanto por ciento retenido en cada tamiz. Se obtienen así las curvas de composición granulométrica.

La encontrada por Fuller como de composición granulométri-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ca ideal es la

$$P = 100\sqrt{\frac{d}{D}}$$

en la que $P =$ 100 en peso de árido de un diámetro inferior a d (en mm).

$D =$ diámetro máximo de los granos del árido.

$d =$ diámetro cualquiera comprendido entre 0 y D, cuyo peso queremos determinar por la fórmula.

Al parecer, clasificando el árido con arreglo a esta curva se obtienen hormigones faltos de plasticidad, por lo que ha sido modificada.

Una modificación a ésta es la patrocinada por Ros y empleada en el Laboratorio Federal de Ensayo de Materiales, en Zurich (Suiza). La fórmula es

$$P = 50\left(\frac{d}{D} + \sqrt{\frac{d}{D}}\right)$$

y la comparación entre las dos la da la figura 760, que se refiere a tres tipos de árido ensayado, de 8, 30 y 60 mm, como tamaño máximo. En dicha figura también puede observarse la serie de cribas empleadas distintas de las de Tyler.

Comparación entre la curva Fuller y la de los Laboratorios Federales suizos de ensayo de materiales (LFEM)

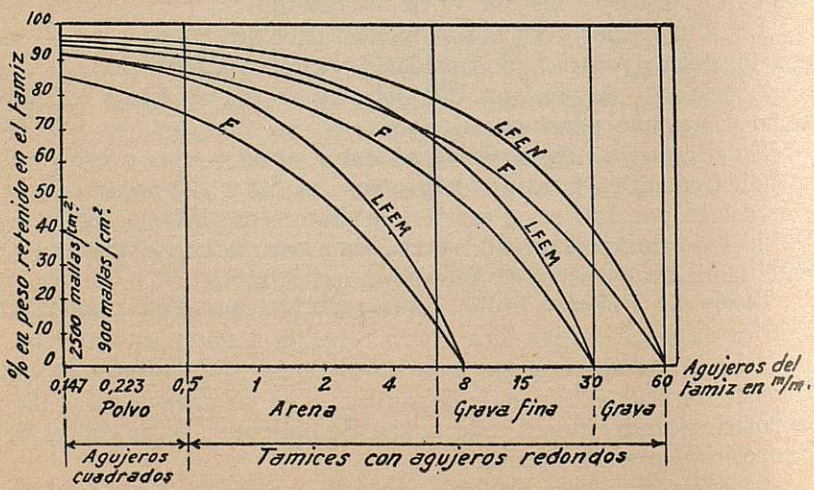


Fig. 760

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Bolomey modifica también la de Fuller, y da la fórmula siguiente:

$$P = B + (100 - B)\sqrt{\frac{d}{D}}$$

en la cual $P = 100$ en peso de la mezcla (árido + cemento) de un diámetro inferior a d (en mm).

$B =$ constante que depende de la naturaleza de los materiales y de la consistencia, que es para

	Cantos rodados	Machacados
Hormigón plástico...	$B = 10$	12
» líquido....	$B = 12$	14

Convendría elegir D tan grande como permitan los materiales a disposición, las instalaciones de la cantera y los espesores a hormigonar. No deberá pasar de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{5}$ del espesor a hormigonar.

La figura 761 indica las curvas de composición del árido empleado en distintas presas y su comparación con la de Fuller.

Si recordamos la definición del módulo de finura veremos que el área comprendida entre los ejes coordenados y la curva de gra-

Gráfico de composiciones granulométricas.

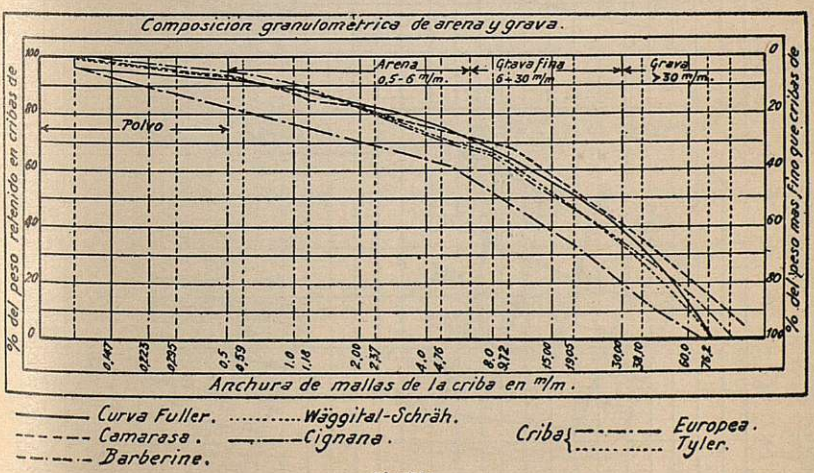


Fig. 761

duación del árido nos representa el módulo de finura, tomando como unidad de área la del rectángulo de ordenada 100 y por abscisa la diferencia entre las abscisas de dos tamices consecutivos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Magnel ha comprobado la escasa diferencia que existe entre la teoría de Abrams y la de Fuller, al encontrar que la graduación ideal se acerca a la que da la parábola de Fuller o sus derivadas (Bolomey y L. F. E. M.), llegándose también a este resultado siguiendo la teoría de Abrams.

Proyecto de la mezcla. Teoría de Abrams. — Conociendo la resistencia a obtener, se multiplica por el coeficiente de seguridad y tendremos la resistencia a la rotura de cubos a los veintiocho días; por la curva de Abrams tendremos la relación $\frac{A}{C}$.

Dado el tamaño máximo del árido y la consistencia deseada,

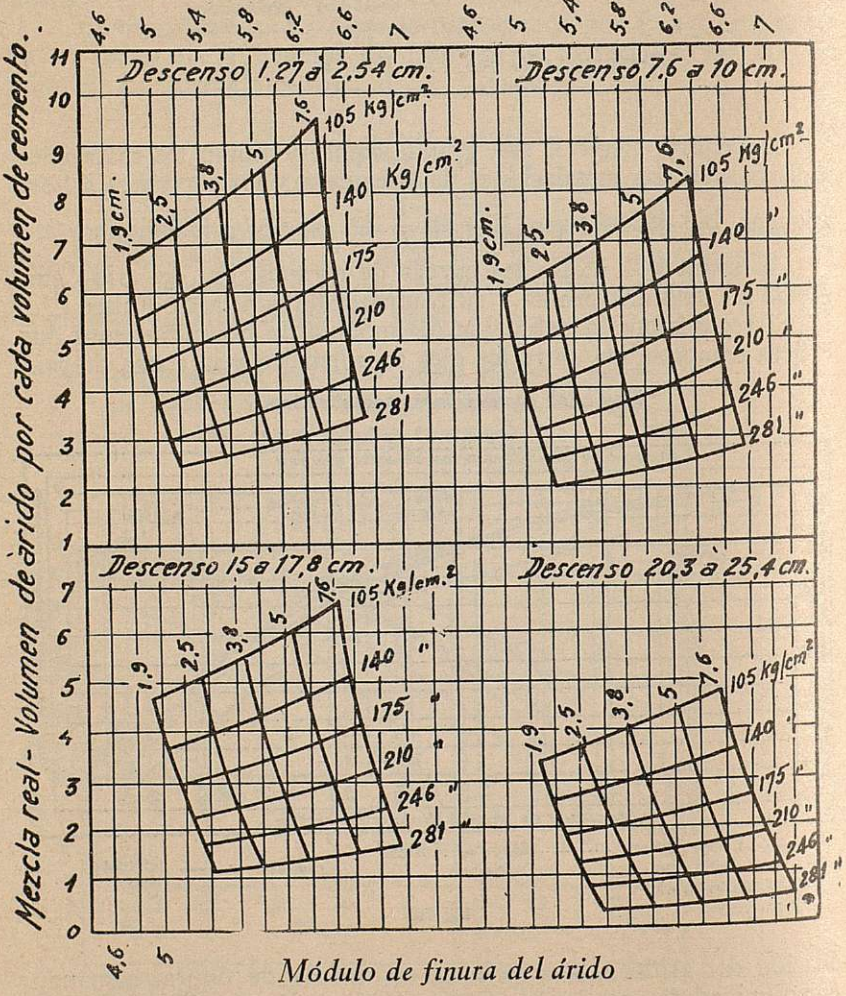


Fig. 762

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nos falta hallar la proporción de la mezcla y el módulo de finura del árido. Esto se resuelve por los diagramas de Abrams (figura 762). Cada consistencia fija un diagrama, y entrando en él, con la resistencia a obtener y con el tamaño máximo del árido tenemos un punto y nos indicará, en el eje de abscisas, el módulo ideal, que la tabla de módulos máximos nos dirá si es o no aceptable, y en el de ordenadas, la proporción en volumen de la mezcla. Como conoceremos los módulos de finura del árido fino y grueso, podremos hallar la relación entre sus volúmenes o pesos a mezclar, para que nos dé la mezcla el módulo obtenido. Se puede entonces hallar la cantidad de materiales a mezclar para que nos dé la mezcla el metro cúbico. El volumen de agua lo tenemos en función del de cemento, y vendrá afectado por la absorción de los agregados. Todo esto en el laboratorio. Y hemos de tener en cuenta, para aplicar los resultados en la obra, la humedad del árido y los volúmenes y pesos específicos de sus componentes fino y grueso y la contracción de volumen al mezclarlos.

Ejemplo:

Supongamos que se desee una resistencia de 140 kg/cm², y que la consistencia ha de ser tal que se obtenga un descenso de 15 a 18 cm. La relación agua: cemento en volumen es, según la curva de Abrams, 0,9, y en peso, 0,6.

El análisis granulométrico del árido da

Arido	Por 100 retenido en cada tamiz									Módulo de finura	Tamaño (Número del tamiz)
	100	50	30	16	8	4	3/8	3/4	$1\frac{1}{2}$		
Arena...	91	70	46	24	10	0	0	0	0	2,41	100 — 8
Grava...	100	100	100	100	100	95	66	25	0	6,86	$4-1\frac{1}{2}$

Módulo de finura de la arena $\frac{91+70+46+24+10}{100}=2,41$

» » de la grava $\frac{100+100+100+100+100+95+66+25}{100}=6,86$

En los ábacos (fig. 762) para el descenso de 15 a 18, tamaño máximo del árido 3,8 cm y resistencia 140 kg/cm², el módulo de finura de la mezcla debe ser 5,8 y la mezcla de 1 : 4,4. La tabla de máximos módulos de finura nos indica que el valor hallado es aceptable.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La relación de arena y grava a mezclar para tener este módulo será

$$r = \frac{s}{s+g} = \frac{M_g - M_m}{M_g - M_s} = \frac{6{,}86 - 5{,}8}{6{,}86 - 2{,}41} = 0{,}24$$

$$1 - r = 1 - 0{,}24 = 0{,}76$$

luego 24 por 100 de arena y 76 por 100 de grava.

Si tenemos que

La arena húmeda y suelta pesa	1,46	kg/litro
y 1,46 kg se reducen cuando está seca a	1,41	kg
y la arena seca y apisonada pesa	1,75	kg/litro
La grava húmeda y suelta pesa	1,62	»
y 1,62 kg se reducen cuando está seca a	1,38	kg
y la grava seca y apisonada pesa	1,685	kg/litro
Los áridos mezclados secos y apisonados (24 por 100 de arena y 76 por 100 de grava) pesan	1,945	»

La relación del volumen de la mezcla a la suma de los volúmenes de los dos áridos separados es

$$r_m = \frac{rP_a + (1-r)P_g}{P_m} = \frac{0{,}24 \cdot 1{,}75 + 0{,}76 \cdot 1{,}685}{1{,}945} = 0{,}87$$

y tendremos que la mezcla será

$$1 : \frac{4{,}4}{0{,}87} \cdot 0{,}24 : \frac{4{,}4}{0{,}87} \cdot 0{,}76 = 1 : 1{,}21 : 3{,}84$$

La mezcla del campo diferirá de ésta porque las condiciones de los áridos y métodos de medida en él son distintos de los del laboratorio. La mezcla en el campo con materiales sueltos y secos será

$$1 : \frac{1{,}75}{1{,}41}\ 1{,}21 : \frac{1{,}685}{1{,}38}\ 3{,}84 = 1 : 1{,}5 : 4{,}7$$

Se puede determinar la cantidad de materiales que forman el metro cúbico viendo el rendimiento de la mezcla.

La relación agua : cemento es 0,9, lo que quiere decir que por cada volumen de cemento habrá 0,9 de agua. Esta cantidad ha de ser aumentada por la absorción de los agregados y disminuída por la humedad contenida. Si ésta es del 3 por 100 para la arena y 2 por 100 para la grava, ambas en peso, las deducciones por este concepto serán

$$1{,}5 \times 1{,}46 \times 0{,}03 = 0{,}0657$$
$$4{,}7 \times 1{,}62 \times 0{,}02 = 0{,}1523$$

al total 0,218.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si la absorción de la piedra y arena es del 1 por 100, la cantidad de agua a aumentar será

$$1{,}5 \times 1{,}41 \times 0{,}01 = 0{,}021$$
$$4{,}7 \times 1{,}38 \times 0{,}01 = 0{,}065$$

al total 0,086.

La cantidad total de agua a emplear por unidad de volumen de cemento será

$$0{,}9 - 0{,}218 + 0{,}086 = 0{,}768$$

volúmenes de agua.

Agua de amasado, según Bolomey.— Este ingeniero, del estudio del módulo de finura, llega a la conclusión de que "para una misma consistencia y naturaleza del árido la cantidad de agua varía en razón inversa del módulo de finura."

$$A = \frac{b}{M}$$

siendo A = cantidad de agua por 100 del peso de la mezcla seca (cemento + árido);
M = módulo de finura de la mezcla (cemento + árido), y
b = factor que depende de la consistencia del hormigón y de la naturaleza del árido.

Esta fórmula no es aplicable más que para valores del módulo de finura superiores a 2, y los resultados más satisfactorios los da para valores comprendidos entre 3 y 7.

Los valores de b son según la naturaleza del árido (rodado o machado) y la consistencia del hormigón

	Rodado	Machacado
Hormigón seco.....	34	41
» plástico...	38,5	45
» líquido....	43	52

Bolomey indica la manera de calcular directamente A por la fórmula siguiente:

$$A = \Sigma a = \Sigma \frac{p \cdot N}{\sqrt[3]{d_1 \times d_2}} = \Sigma \frac{p \cdot N}{\sqrt[3]{d^2}}$$

siendo
a = peso de agua necesaria para amasar el peso p de uno de los

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

componentes del hormigón, cuyo tamaño de granos está comprendido entre d_1 y d_2 en mm, o de tamaño medio d; a y p se dan en kg o por 100 del peso total de la mezcla seca.

N = coeficiente variable con el peso específico de la roca de donde proviene el árido, la rugosidad de las superficies, forma de los granos y consistencia del hormigón.

Para roca de peso específico entre 2,6 y 2,7, el valor de N será

	Rodados	Machacados
Hormigón seco.....	$N = 0{,}080$	0,095
» plástico...	$N = 0{,}090$ a $0{,}095$	0,1 a 0,11
» líquido....	$N = 0{,}1$ a $0{,}11$	0,12 a 0,13

La fórmula no es aplicable para tamaños inferiores a 0,2 mm, por el predominio entonces de los fenómenos capilares. La cantidad de agua, en este caso, se determinará directamente, y es, para consistencia plástica:

Cemento.....	$a = 23$	por 100 en peso
Hidrato de cal trass.....	$a = 60$	» »
Polvo de piedras, arcilla.....	$a = 38$	» »
Polvo de río de 0,1 a 0,5 mm...	$a = 23$	» »

Proyecto de la mezcla. Teoría Abrams-Bolomey y Bolomey.—Se elegirá un diámetro máximo de árido, teniendo en cuenta las instalaciones y los espesores a hormigonar. Se determinará la composición granulométrica ideal, según la fórmula de Fuller-Bolomey, adoptando para B el valor correspondiente, según la consistencia deseada.

Se hará un análisis granulométrico en peso de los materiales disponibles, prefiriendo los de río; y agrupando el material en tres clases (fino, mediano y grueso), para aproximarse a la mezcla teórica.

Se determinarán, por medio de tanteos, las proporciones en peso, según las cuales los diferentes materiales se deberán mezclar para aproximarse lo más posible a la obtención, con el conjunto, de la curva de Fuller-Bolomey.

Se encontrarán las densidades aparentes de los distintos materiales a mezclar para tener las mezclas en volumen, halladas las mezclas en peso.

Se calculará el agua de amasado, ya por el módulo de finura, ya por el método de Bolomey, y con ello se tendrá la cantidad de cemento necesitada para tener una cierta resistencia.

Deberá comprobarse todo esto después por un ensayo directo.

Permeabilidad.—Aumenta con la relación $\frac{A}{C}$, y el mínimo está alrededor del valor 0,6 en volumen. Con el tiempo disminuye la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

permeabilidad y tiene una influencia grande la conservación, reduciéndola si se realiza en ambiente húmedo y con temperatura de 16 a 24°, durante dos semanas, por lo menos. (Estudios de Mac Millan, citados al final del capítulo, en la "Nota bibliográfica".)

Densidad.—Conviene que sea la mayor posible, para aumentar la estabilidad de la presa. Además, según vemos en la fórmula de Bolomey, aumenta la resistencia con la densidad.

Elegido el árido que ha de emplearse, se debe determinar la densidad de la fábrica, mampostería u hormigón, verificando numerosos ensayos. Al tratar del cálculo de los azudes dijimos que dicha densidad puede variar en la mampostería de 2,10 en alguna arenisca a 2,50 en la roca volcánica, y en el hormigón, de 2,05 a 2,50. En la presa de Camarasa, hecha con hormigón de piedra dolomítica, se llegó a una densidad de 2,51. Se calculó con una supuesta densidad de 2,45. Estos valores son muy elevados.

Hormigón seco.—De la teoría de Abrams nace, naturalmente, la tendencia al hormigón seco con fuerte apisonado, con objeto de disminuir los huecos que juegan igual papel que el agua. La dificultad de obtener un buen apisonado, el coste de colocación y el conseguirse con él una impermeabilidad menor que en los hormigones con más agua, por dicha dificultad de apisonado, inició la tendencia hacia el plástico y colado.

Parece que de nuevo se vuelve al hormigón seco, empleando en su distribución cintas transportadoras, que hacen el papel de las canaletas en el hormigón colado, y apisonándolo con vibradores eléctricos.

Recientemente las presas de Owyhee, Calderwood, Chute a Caron y Diablo (esta última presa bóveda con 128 m de altura) han sido realizadas con esta clase de hormigón.

Hormigón colado.—Con objeto de disminuir la mano de obra de colocación y apisonado, se llegó al hormigón plástico y, siguiendo esta misma idea, al hormigón colado, empleado primeramente por los americanos, y que con bastante retraso aceptaron los ingenieros europeos, dudando de la calidad y resistencia del hormigón obtenido.

Hoy, con completo conocimiento de la técnica de su empleo, se puede llegar a resultados tan ventajosos como puedan darlos los hormigones secos o plásticos, pudiéndose con él intensificar los trabajos enormemente y disminuir el coste unitario.

Grande ha sido su empleo en estos últimos años, y las presas de O'Shaugnessy, Pardee, Puyvalor, Wäggital, Barberine, Grimsel, Gelmer, Cignana, Montejaque, etc., han sido construídas con hormigón colado.

La instalación típica consiste en una torre central de distribución de gran altura (habiendo alcanzado hasta 154 m), atirantada por vientos y una serie de canaletas con inclinación variable, que reparten el hormigón a distintos puntos de la presa. La inclinación de las canaletas varía entre 2 a 2,5 de base por 1 de altura.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Vamos a señalar las conclusiones más interesantes que de la técnica de este hormigón han indicado los ingenieros que lo emplearon.

Gaye indica que un factor $\frac{\text{cemento}}{\text{agua}}$ (en peso) muy grande impide la fluidez de la mezcla; un factor muy débil provoca la formación de poros grandes, desfavorables a la resistencia; un factor medio y una cantidad reducida de materias inertes finamente pulverizadas, dan lugar a la formación de poros pequeños que no dañan la resistencia del hormigón.

Una Comisión técnica suiza, que ha reunido los resultados deducidos en la construcción de diversas presas, hechas con hormigón colado, indica que:

Prácticamente la resistencia de las obras en hormigón seco apisonado y las de hormigón colado, bien ejecutadas, son comparables, estando lejos la primera de alcanzar las cifras teóricas del laboratorio.

En las primeras semanas la resistencia del hormigón apisonado es superior a la del plástico y colado; pero al cabo de algún tiempo este último, que aumenta en proporción más notable que el primero, se acerca en resistencia a aquél, y aun le iguala.

Las primeras coladas de hormigón se empobrecen de cemento, que queda pegado a las paredes de los canalizos. Cuando se realizan capas espesas de hormigón colado, la calidad de los elementos inferiores es ligeramente mejor que la de los superficiales, sin que la diferencia sea importante.

La pérdida de agua, que es importante en los primeros días, por evaporación o filtración a través de los encofrados, favorece la resistencia del hormigón.

La retracción aumenta con la cantidad de agua, aunque aparece más tardía. La impermeabilidad es superior a la del hormigón seco, y el máximo de ella se presenta en un hormigón cercano al plástico.

Las observaciones y estudios realizados en Karlsruhe han permitido sentar varias conclusiones, de las cuales señalaremos las más interesantes.

Se debe evitar un exceso de granos de un grueso determinado. Las desigualdades de composición de la grava tienen menos influencias que las de arena. La proporción mínima de arena expresada en peso y referida al total de las materias inertes, debe alcanzar el 40 por 100 para asegurar la fluidez de la mezcla. Una falta de arena favorece la disociación al correr a través de los canalizos; un exceso de arena exige el aumentar el agua y disminuye la calidad del hormigón.

De los ensayos se deduce que una composición de árido con graduación regulada según la ley de Fuller da buenos resultados respecto a la resistencia e impermeabilidad.

La retracción es más grande en composiciones ricas en arena.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Interesa, de todas estas conclusiones, hacer notar la importancia que tiene la graduación granulométrica del árido y el gran valor de la ley de Fuller.

En Cignana, Barberine, Grimsel y Gelmer han comprobado la gran importancia de la existencia de cierta cantidad de elementos finos de 0 — 0,5 mm, que fijan alrededor de un 20 por 100 del peso de la arena. Su papel es absorber y dividir el agua, aumentar la impermeabilidad y obrar como lubrificante al correr el hormigón por las canaletas.

Conclusiones americanas respecto a dosificación de hormigones.—Aceptadas las modernas teorías de dosificación racional de hormigones, carece de sentido, o indica muy poco, el fijar solamente en una dosificación las relaciones en volumen o en peso entre el cemento, la arena y la grava. Es lo que hasta ahora figuró en todos los proyectos como única indicación de la calidad del hormigón, inadmisible actualmente. Nos parecen muy acertadas, y tal vez pudieran a nosotros servirnos de norma, las indicaciones dadas en Norteamérica por la *Joint Committee on Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete Construction,* y por creerlas de mucho interés reproducimos a continuación algunos puntos interesantes:

"La carga de trabajo en el proyecto se fijará atendiendo a la resistencia mínima efectiva, a los veintiocho días, del hormigón que se ha de emplear en la estructura. Todos los planos (presentados a la inspección o usados en obra) deberán indicar claramente la resistencia del hormigón, prevista en cada una de las partes de la estructura. La resistencia del hormigón se fijará en función de la relación agua-cemento, de acuerdo con uno de los métodos siguientes: *a*), por una ley establecida para los materiales corrientes (Abrams-Bolomey); *b*), por ensayo directo de los materiales usados en la estructura.

"Cuando la relación agua-cemento, para las distintas resistencias, ha de ser establecida por ensayos, deben hacerse dichos ensayos antes de empezar a emplear los materiales propuestos.

"Se dibujará la curva representativa de la ley entre la resistencia corriente del hormigón a los veintiocho días, y la relación agua-cemento en una zona que se extienda a todas las resistencias indicadas en los planos.

"Los ensayos se deben referir, por lo menos, a cuatro relaciones diferentes, y a cuatro muestras, por lo menos, para cada relación. La relación usada en la obra será la correspondiente al punto de la curva que señale una resistencia 15 por 100 mayor que la resistencia mínima efectiva indicada en los planos, debiéndose probar satisfactoriamente que esta relación no ha sido excedida.

"No se cambiará ninguno de los materiales sin hacer nuevos ensayos para determinar la relación agua-cemento que debe ser usada.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

"La combinación de áridos será de una composición tal de tamaños que, al separarse en el tamiz núm. 4 (4,70 mm de lado), el peso retenido no sea inferior a un tercio ni superior a dos tercios del total, ni será tan grande la cantidad de material grueso, que produzca dificultades de colocación o que deje huecos en la estructura."

En la graduación granulométrica del árido se tenderá a acercarse lo más posible a la parábola de Fuller o sus derivadas, que, como hemos visto, dan la composición granulométrica ideal.

Empleo de diferentes dosificaciones de cemento.—Como con-

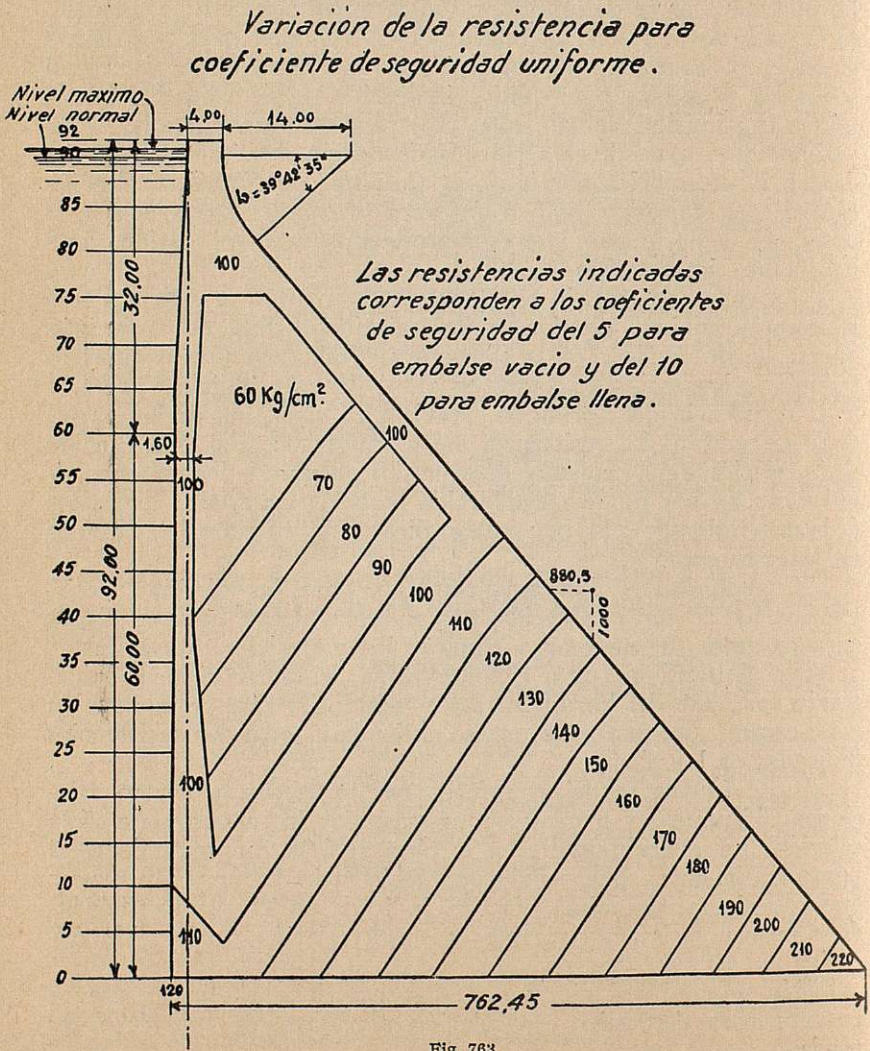


Fig. 763

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

secuencia lógica de lo indicado anteriormente, al ser las cargas de trabajo distintas en los distintos puntos del perfil de la presa es racional que el hormigón varíe de unos a otros, con objeto de tener la máxima economía conservando constante el coeficiente de seguridad en toda la estructura. Un límite a esto lo fija la complicación que en la construcción de la presa puede ocasionar el empleo de diferentes dosificaciones.

En las presas de Barret, Arrowrock y Elephant Butte se admitió una dosificación más rica entre los drenes y el paramento agua arriba de la presa, para aumentar la permeabilidad de este paramento y también para compensar las pérdidas de cemento por arrastre de las aguas de filtración.

En la presa de Madera (E. U.) se empleó una dosificación en aquella parte del cuerpo de la presa en que la carga no pasa de un cierto valor, y otra dosificación más rica cuando pasa.

Este número de dosificaciones cabe aumentarlas, y se podría proceder como sigue: Conocidas las máximas presiones que en cada punto ha de resistir la presa a embalse lleno y a embalse vacío, teniendo en cuenta el principio que preconizó Rankine de que debe admitirse un límite mayor de carga para los esfuerzos que resulten a embalse vacío que a embalse lleno, fundándose, además, para esto en que una rotura a embalse vacío no produciría el desastre que a embalse lleno, y que en éste puede resultar la subpresión mayor que la prevista, podemos admitir, como valor del coeficiente de seguridad, 5 a embalse vacío y 10 a embalse lleno. Multiplicando, pues, estas cifras por las cargas que resulten en uno y otro caso, en el perfil de la presa se pueden formar una serie de líneas de igual resistencia práctica, que se indican en la figura 763, en que se ha limitado la resistencia en los paramentos, exigiendo en éstos una mínima de 100 kg/cm², y en la parte interior del macizo, 60. Estas líneas nos pueden servir de guía para fijar las partes en que conviene colocar los hormigones de diferente dosificación.

Carga práctica límite de las fábricas.—En las presas antiguas, por desconocimiento de la repartición de esfuerzos en el macizo, se llegó a presiones exageradas (deducidas como si el macizo resistiese sólo por su peso y no interviniese la forma curva de la planta para referir parte de la presión a los estribos), dada la composición de las mamposterías. Algunas resistieron bien: la de Almansa, a 14 kg/cm²; la de Elche, a 12 kg/cm². Delocre tomó para la presa Furens, en 1860, el límite de 6 kg/cm², a pesar de conocer las cargas a que estaban sometidas las presas españolas. Mongolfier, para la presa de Ban, elevó dicho límite a 7 kg/cm².

Bouvier hizo ensayos y sacó la conclusión de que las mamposterías de cal hidráulica de las presas pueden resistir a 10 kg/cm²,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

como carga práctica, desde la terminación de la obra, como, en realidad, así pasó en la presa citada de Ban, y más tarde, cuando la fábrica, con el transcurso del tiempo, haya adquirido su dureza definitiva, se pueden elevar estas cargas elevando el nivel de las aguas hasta conseguir 14 kg/cm².

En el V Congreso de Navegación interior dicho límite se fijó en 12 kg/cm².

Wegmann, en la presa de New Croton, construída en 1904, hizo trabajar a la fábrica a 16 kg.

Recientemente, la resistencia práctica a que trabajan las fábricas se deduce como antes hemos dicho. Así, en las mamposterías y hormigones, el elemento menos resistente es el mortero. Un buen mortero de cemento portland puede dar una resistencia a la rotura al cabo de cierto tiempo de 220 a 230 kg/cm². Y tomando un margen de seguridad de 10, se podría admitir una carga práctica de 22 kg/cm², como pasó en Camarasa, en que las fábricas trabajan a algo más que esta cifra, en ambos paramentos, como carga máxima.

Recientemente se llegó a cargas muchos mayores, y así, en la presa de Owyhee, que califican de tipo medio de arco y gravedad, se llegó a 42 kg/cm², con coeficiente de seguridad 6. En la de Ariel, en bóveda de 94 m de altura, también se llegó a esta carga, con coeficiente de seguridad menor, alrededor de 4,3. Y en la de Hoover (Colorado), como antes dijimos, se alcanzaron 33 kg/cm². En algunas presas-bóvedas, excepcionalmente, se ha llegado a cerca de 60 kg/cm². Bien es verdad que, por mejor conocimiento en las presas-bóvedas de la repartición de las cargas de trabajo que en las de gravedad, cabe en aquéllas reducir el coeficiente de seguridad, o sea, aumentar la carga práctica de trabajo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

BIBLIOGRAFIA

ABRAMS: "Design of Concrete Mixtures 1925 Bulletin. Structural materials research Laboratory Lewis Institute Chicago".

— Stanton Walker. Bulletin 9 "Quantities of Materials for Concrete".

MAC MILLAN: *Transactions of American Society of Civil Engineers,* 1927, abril y mayo 1929, *Engineering News-Record.*

Extracto de sus artículos en *Ingeniería y Construcción,* abril y junio 1930.

FERET: *Ingeniería y Construcción,* 1924.

Etude Experimentale du Ciment armé, GAUTHIER VILLARS.

FULLER y THOMPSON: Ver Taylor and Thompson: "A treatise on Concrete plain and reinforced", 1919.

BOLOMEY: *Bulletin Technique de la Suisse Romande,* 1925, págs. 126, 169, 182 y 209; 1927, págs. 196 y 262; 1931, págs. 41, 53 y 69.

Technique des Travaux, diciembre 1929 y septiembre 1930.

PRESA DE CIGNANA: *Technique des Travaux,* 1928, y *Energia Elettrica,* 1929, página 7.

MAGNEL: *Technique des Travaux,* 1927, págs. 400 y 521.

Technique des Travaux, diciembre 1926 y enero 1927: "La Technique du béton coulé".

Standard Specifications for Concrete Construction Procedings American Society Civil Engineers, octubre 1924.

NÚÑEZ CASQUETE: *Revista de Obras Públicas,* 1924.

E. HERRÁN: *Revista de Obras Públicas,* 1928.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XL

DESAGÜES DE LOS EMBALSES. ALIVIADEROS

Desagües de los embalses. — Los desagües de los embalses pueden tener los fines siguientes:

1.º Alejar las aguas que acudan a él estando lleno, y que pueden determinar una excesiva elevación del nivel máximo de aquéllas admitido por razones de estabilidad de la presa.

2.º Captar el agua que necesiten los servicios a que están destinados aquéllos.

3.º Vaciar el embalse, bien para eliminar en parte los sedimentos que en él hayan podido producirse, bien en caso de peligro de rotura de la presa, o para examinar el origen de filtraciones del vaso a través del fondo o de las laderas.

Los desagües comprendidos en el primer fin podemos denominarlos superficiales, y en ellos están incluídos los *aliviaderos* propiamente dichos y los *sifones aliviaderos.*

Los desagües comprendidos en el segundo y tercer grupo los llamaremos *desagües profundos,* y especialmente a los del segundo los denominaremos *tomas de agua.* Y a los que tienen el fin que indica el tercero, *desagües de fondo.*

Estos dos últimos grupos de desagües pueden contribuir a los fines del primer grupo, es decir, a alejar el agua sobrante del embalse; pero no bastan corrientemente, por su escasa capacidad, por sí solos para aquel objeto. Y lo usual es calcular los aliviaderos con desagüe sobrado para absorber el caudal de la máxima riada, sin tener en cuenta la posible cooperación de los desagües del segundo y tercer grupo.

Aliviaderos de superficie. — Sirven, como antes hemos dicho, para proporcionar adecuada salida del agua de riada.

Si en todos los embalses hay que dedicar la mayor atención a servir esta necesidad, el cuidado ha de ser mayor en los casos de presas de materiales incoherentes, en las que una posible elevación del nivel del agua por encima de ciertos límites puede determinar el que vierta sobre la coronación, y con ello la ruina de la presa, con los desastres consiguientes.

En las presas de tierra y escollera, el aliviadero se dispone

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

independientemente de la presa, aprovechando, a ser posible, una depresión y valle inmediato y dando salida a las aguas por vertedero sobre obra de fábrica con canal de desagüe, hasta reingresar las aguas en el río. Cuando esta solución no es posible se forma en una línea de nivel, a altura conveniente y agua arriba de la presa, el vertedero, que se hace seguir por canal que atraviesa la presa o el terreno de la ladera en galería, con los cuidados de ejecución que se deben poner en toda obra que atraviesa una presa de materiales sueltos, y a los que nos hemos referido al tratar de ellas, o de construcción de una galería que pueda debilitar y producir asientos en el terreno de apoyo de la presa. Otras veces, el aliviadero es de los llamados de pozo, situado en una torre aislada de la presa. Las aguas caen a su fondo y se hacen seguir atravesando, en tubo o galería, la presa o la ladera.

En las presas de fábrica, lo corriente es disponer el aliviadero lateralmente o aprovechando una depresión, como en el caso anterior, o construyendo en línea de nivel agua arriba con canal evacuador que atraviese la presa o la margen de la roca en galería, o en vertedero a continuación de ella, vertiendo sobre la roca de la margen o sobre la misma presa en la parte de escasa altura sobre la superficie de apoyo.

Sin embargo, en algunos casos, el aliviadero queda sobre la coronación misma de la presa, que entonces se puede asimilar a un alto azud.

Pero esta última solución sólo debe adoptarse por razones de economía y siempre que la presa se apoye en terreno tan consistente que no pueda temerse la erosión de su pie por la energía cinética que represente la lámina vertiente. La mayor seguridad la da cualquiera de las primeras soluciones. En cambio, la mayor economía, la última, pues la obra del aliviadero, con arreglo a las primeras soluciones, cuando la ubicación de la presa es en una garganta, lleva consigo obras de explanación de tal importancia, que, en algunos casos, su coste representa más del 30 por 100 del presupuesto total de la obra.

En el caso de aliviadero de coronación fija, al adoptarse una longitud de él relativamente escasa, el espesor de la lámina vertiente será grande, y con ello se inutiliza parte del embalse, que se puede conseguir con la altura de la presa, precisamente en la zona alta que da más capacidad por unidad de altura. Por ello conviene adoptar una gran longitud de aliviadero; pero esto tiene sus límites económicos, ya que al ser importantes las obras de excavación el coste aumentaría mucho.

Claro está que este aprovechamiento se podría conseguir cerrando el aliviadero, dividido en varios vanos, con compuertas, que pueden ser automáticas, como las que se indican en las figuras 141 y 143, de las presas de Camarasa y Tremp, o no automáticas. Evidentemente, las primeras dan la garantía de que el nivel del agua en el embalse será constante y que se abrirán lo suficiente para des-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

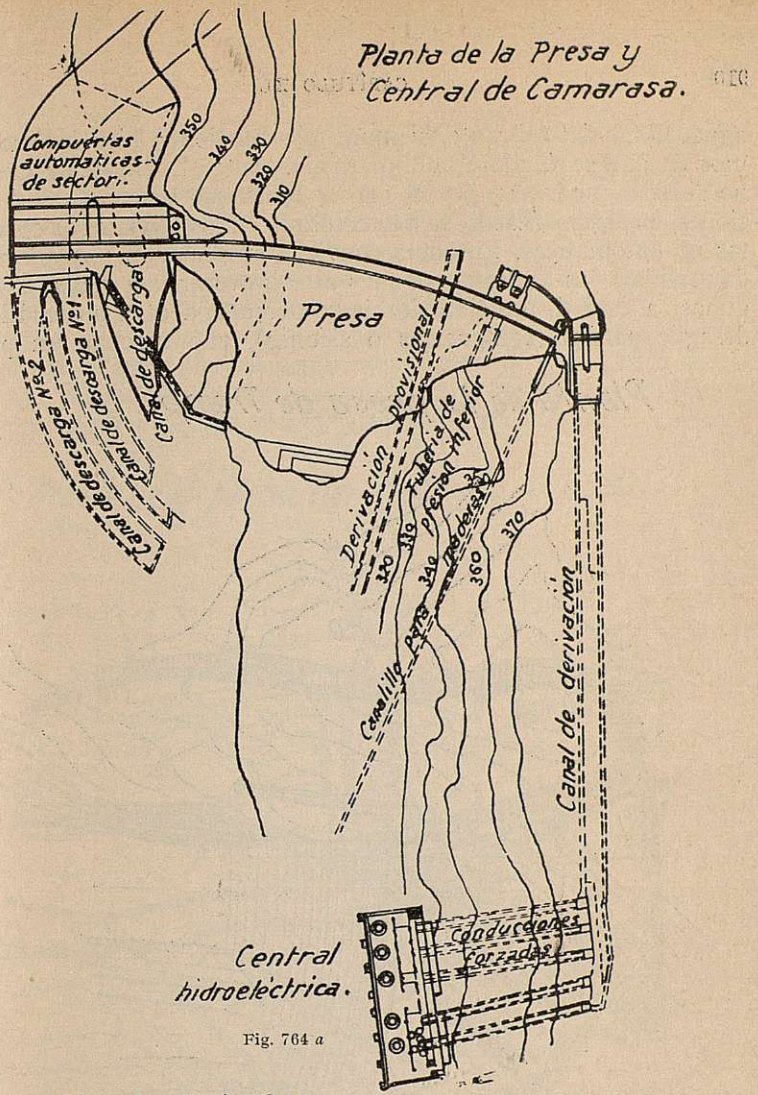


Fig. 764 *a*

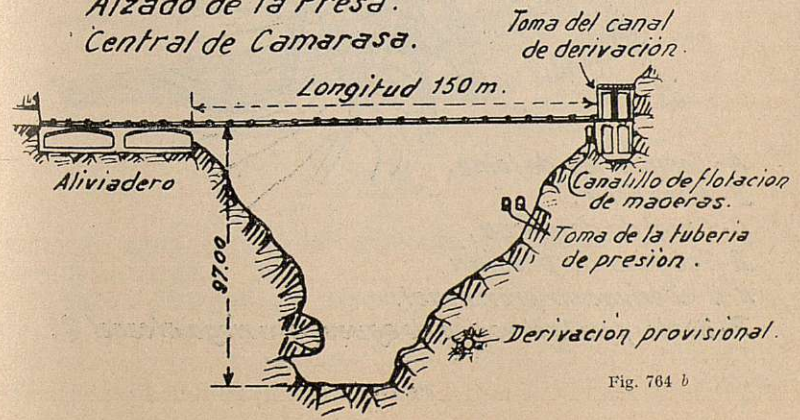
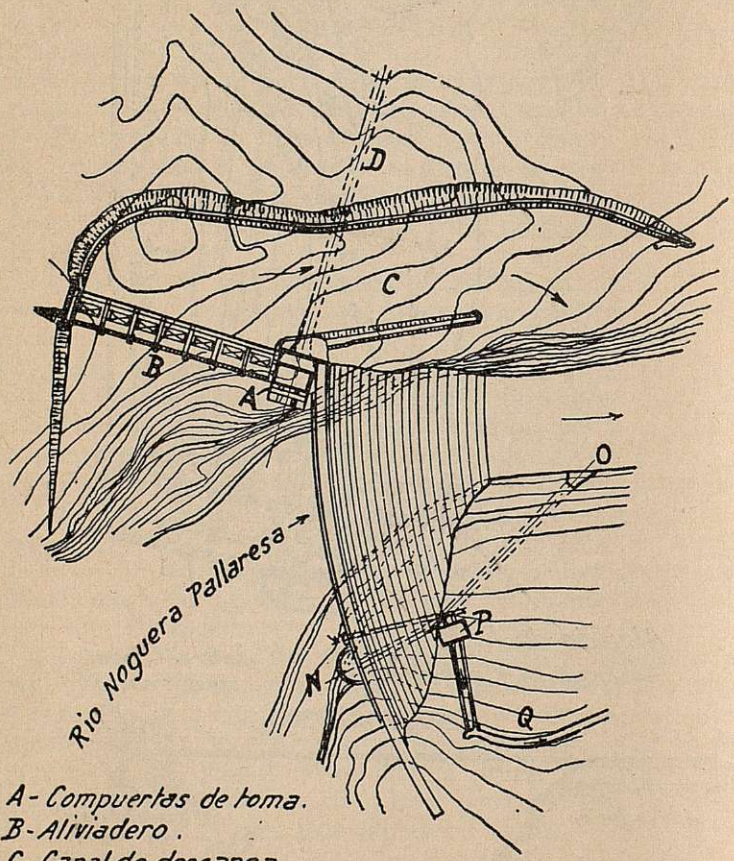


Fig. 764 *b*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

aguar el caudal sobrante, siempre que funcionen bien los mecanismos en que se funde el automatismo. Ante el peligro de que esto no suceda y, además, por el mayor coste que tienen estas disposiciones, en algunos casos, se han colocado en los aliviaderos compuertas no automáticas. Entonces conviene extremar la vigilancia para dar salida a las aguas excedentes al sobrevenir una riada. Y en algunos, a esta disposición de cierre acompaña otra automática de desagüe parcial (compuertas o sifones), que evacuan un primer

Planta de la presa de Tremp.



A - Compuertas de toma.
B - Aliviadero.
C - Canal de descarga.
D - Tuberías de presión
N-O - Derivación provisional.
P - Bombas para la elevación de aguas para riego al canal Q.

Fig. 765

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

caudal excedente y sirven de aviso para, en caso necesario, abrir las otras compuertas.

Ante la enorme ventaja de poder, con el cierre del aliviadero con compuertas, aprovechar el caudal que representa la zona superior del embalse desde la solera del aliviadero hasta el máximo nivel de las aguas, esta disposición se ha multiplicado mucho en presas recientes, y más adelante citaremos algunos ejemplos.

El canal de descarga del aliviadero, que, para no darle mucha longitud, ha de tener mucha pendiente, cuando no ocupa roca fuerte hay que disponerlo en forma escalonada o adoptar en él alguno de los procedimientos que se indicaron para amortiguar la energía

Planta de la presa del Principe Alfonso.

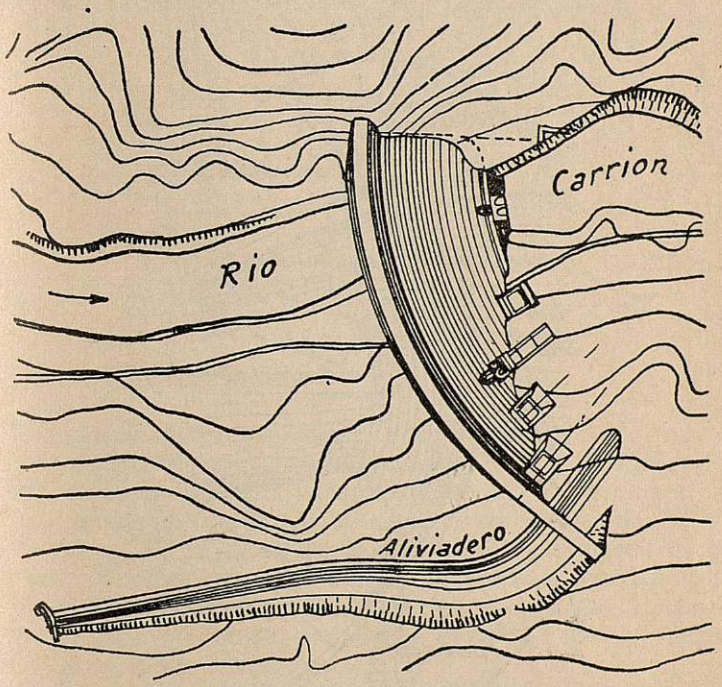


Fig. 766

cinética del agua, para evitar erosiones en el mismo canal o en la ladera de enfrente.

La figura 764 indica la planta y alzado de la presa de Camarasa. En ella, el aliviadero dispuesto en el extremo de la presa correspondiente a la margen derecha está excavado en la roca e integrado por dos vanos, que se cierran con dos compuertas automá-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ticas de sector de 27 m de luz por 6,90 m de altura, ya descritas antes (tomo I, pág. 146). El agua vierte por la roca de la ladera directamente en uno de los vanos, y atravesando antes dos túneles en el otro.

La figura 765 representa la planta de la presa y aliviadero de Tremp. Este se desarrolla en dirección aproximadamente normal a la de la presa, y está formado por siete vanos, que se cierran con compuertas automáticas basculantes de 10 m de luz y 6 de altura. Tanto este aliviadero como el de Camarasa tienen capacidad para evacuar 2 000 m³ por segundo.

La figura 766 dibuja la planta de la presa de Príncipe Alfonso (76 m de altura), en la que se ve que el aliviadero está situado en línea de nivel agua arriba, y el canal de descarga en trinchera atraviesa el estribo derecho de la presa.

Planta de la presa de Roosevelt.

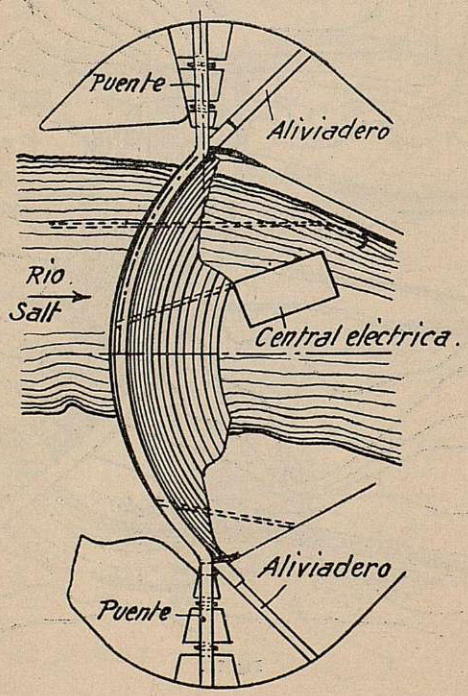


Fig. 767

La figura 767 indica la planta de la presa de Roosevelt, de 84 metros de altura y con la enorme capacidad de 1 600 millones de metros cúbicos de agua. Los aliviaderos son dos: uno en cada extremo de la presa y vertiendo sobre canales en trinchera.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Planta de la presa Jadkin (E.U.)

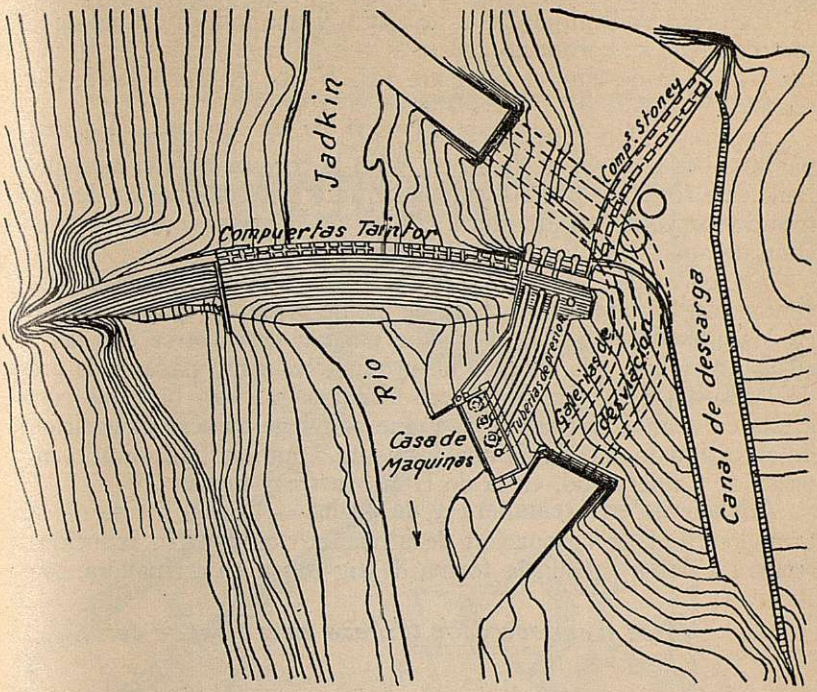


Fig. 768

Entre los aliviaderos situados en la coronación de la presa citaremos en primer lugar, por su importancia, el de la de Jadkin (figura 768), de 60 m de altura. Realmente, en ella el aliviadero es doble: uno, lateral, formado por 10 compuertas Stoney, de 10,70 metros de luz y 7,90 m de altura, y otro sobre la coronación, constituído por 22 compuertas Taintor, de 7,50 × 3 m, quedando la solera de las primeras por debajo de la de las segundas. Entre todas pueden evacuar un caudal de riadas de 7 000 m³ por segundo. (*Génie Civil,* tomo LXX, pág. 382.)

La presa-bóveda de Calderwood, de 69 m de altura y 220 m de longitud (*Engineering News-Record,* 19 diciembre 1929, pág. 954, y 7 mayo 1930, pág. 754), tiene sobre la coronación 24 compuertas Stoney, de 7,20 m de luz por 6 m de altura, pudiendo desaguar 5 400 m³ por segundo. Agua abajo de dicha presa principal, e inmediatamente después de ella, hay otra de 12 m de altura, para formar colchón de agua al pie de aquélla.

La presa-bóveda de Waterville, de 54 m de altura, lleva sobre su coronación 14 vanos cerrados con compuertas Taintor, de 7,20

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

metros de luz por 3 m de altura *(E. N.-R.,* 6 junio 1929, pág. 894).

La presa de Baker (bóveda), de 54 m de altura, tiene en la coronación 24 vanos cerrados por compuertas de 3,60 × 3 m *(Engineering News-Record,* 1926, primer semestre, pág. 360).

La presa Wilson, de 24 m de altura y una longitud total de 950 metros, tiene su coronación cerrada con 58 compuertas de 10 m de luz y 5,40 m de lámina vertiente *(E. N.-R.,* 23 abril 1925, página 676).

La presa Don Martín (E. U.) *(E. N.-R.,* 30 diciembre 1926, página 1064), de 44 m de altura bajo la coronación del aliviadero, tiene éste formado por 20 vanos, cerrados por compuertas de 9 metros de luz y 4,80 m de altura. Al pie de la presa se forma un colchón de agua con otra presa de 6 m de altura.

En los casos citados de aliviadero sobre la coronación hay que contar con la solidez de la roca de pie de presa, en que ésta no tenga los cimientos superficiales, que puedan descalzarse con las posibles erosiones, que en caso de producirse, como pasó en la presa de Wilson *(E. N.-R.,* 3 febrero 1927, pág. 190), hay que corregirlas en cuanto se presenten, y que conviene colocar disposiciones de amortiguamento de lámina vertiente, como se ha indicado en la presa de Calderwood, en la de Don Martín y otras.

Aliviaderos en cremallera y de pozos. — Con el fin de obtener gran longitud de coronación de aliviadero en espacio reducido se recurre a dar a aquélla la forma de zig-zag o en cremallera, como

Presa y aliviadero de Utchesa en el canal de Serós.

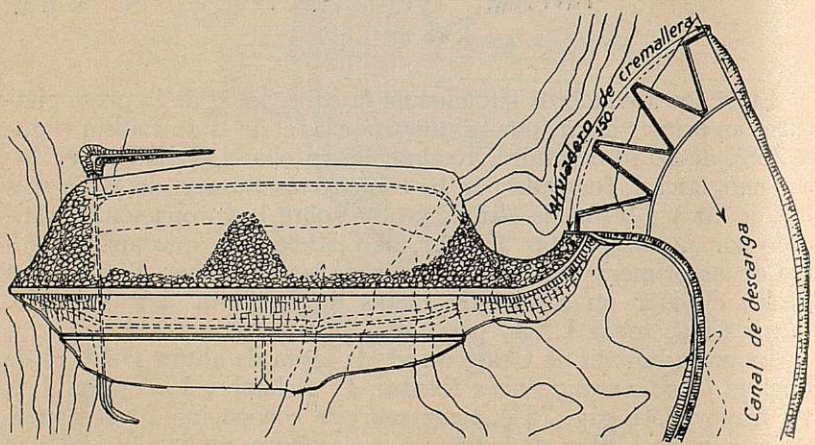


Fig. 769

hemos visto que se ha hecho en el embalse de Utchesa, del salto de Serós (fig. 212). La planta general de la presa y aliviadero se representa en la figura 769.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

También se ha adoptado en otras ocasiones la disposición de uno o varios pozos, cuyo borde superior, abocinado, se sitúa al nivel normal de las aguas del embalse, en los de labio libre, o se cierra con compuertas; las aguas, al llegar al fondo del pozo, se evacuan por una galería que acomete a aquél.

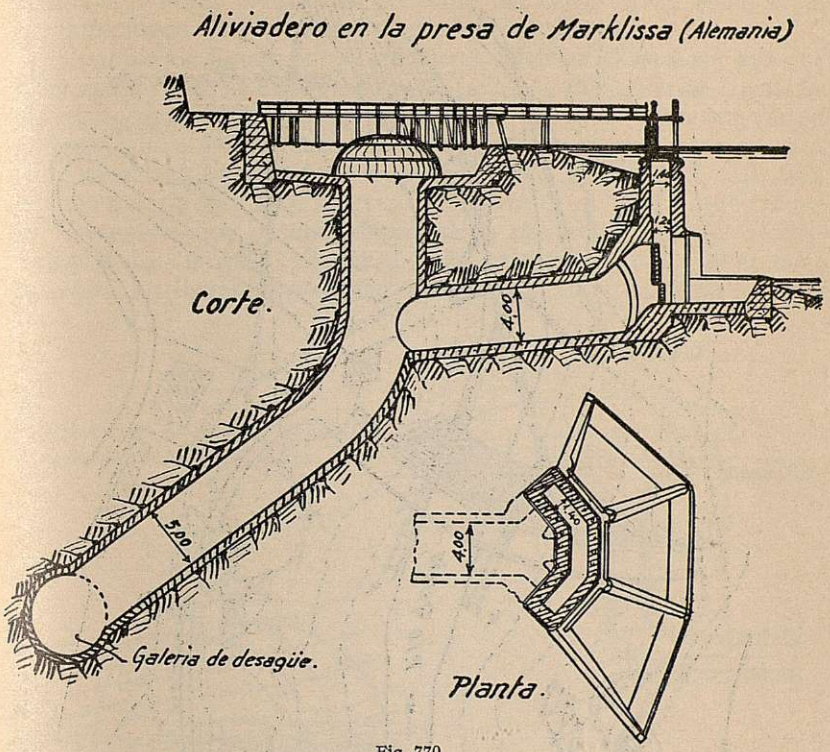


Fig. 770

La figura 770 indica uno de los dos aliviaderos y desagües superiores de la presa de Marklissa; la figura 771, la planta general de esta presa, con indicación de todos los desagües. Enrasando con el máximo nivel de las aguas hay en cada ladera un aliviadero semicircular, de unos 34 m de desarrollo, por el que penetran las aguas excedentes en un pozo de 5 m de diámetro, cubierto con un casquete de hierros, para impedir la entrada de cuerpos flotantes. Este pozo termina en la galería general de desagüe de fondo. Unos 10 m por debajo de dicho nivel máximo hay otro desagüe, de unos 30 m de longitud (en cada ladera), por el que el agua penetra en una tubería de 4 m de diámetro, que enlaza con el pozo vertical antes citado. El desagüe último está dispuesto en forma de abanico, dando entrada al agua en el tubo a través de tres series de tres compuertas; cada serie moviéndose

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Planta con situación de los desagües en la presa de Marklissa.

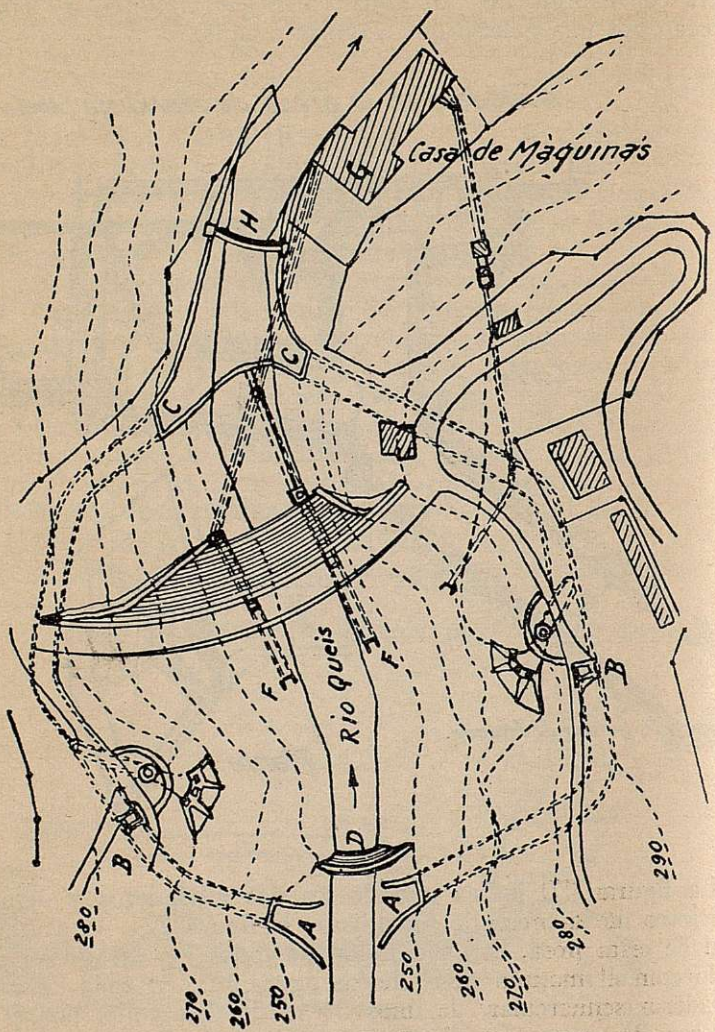


Fig. 771

en dos planos verticales. Tanto los pozos como la galería están acorazados con planchas de acero de 10 mm, sobre un espesor de 30 cm de hormigón. Los demás desagües, que se indican en la figura 771, son los siguientes:

Se desvió el río durante la construcción de la presa por un azud *D* a través de dos galerías *A*, una en cada ladera, contorneando los estribos. Estas galerías tienen 5,80 m de diámetro,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y a ellas acometen los pozos verticales antes citados. Luego, terminada la presa, se taponaron con hormigón en 17 m de longitud, y este tapón lo atraviesan tres tuberías de 1,10 m de diámetro en cada galería. Estas tuberías se cierran con llaves-compuertas, que se manejan desde la parte superior *B*, en la ladera. De modo que las galerías se utilizan como desagües de fondo. Terminan éstos agua abajo de la presa, uno enfrente del otro, en un colchón de aguas formado por otro azud *H*, de 1,75 m de altura.

La toma de aguas para la Central eléctrica *G* se hace por dos tuberías, de 1,10 m de diámetro, alojadas en dos galerías construidas en la parte inferior de la presa. Estas tuberías se pueden ver en la figura 755. Llegan hasta un tapón de fábrica, que tiene su cara de agua arriba enrasando con el paramento de la presa. Además, en cada galería hay otra tubería de 0,30 m de diámetro, que recoge las filtraciones que pasan a través de la pantalla a que nos referimos al tratar de éstas. El cierre de las tuberías de toma de agua se hace por dos llaves-compuertas, una situada en el extremo de agua

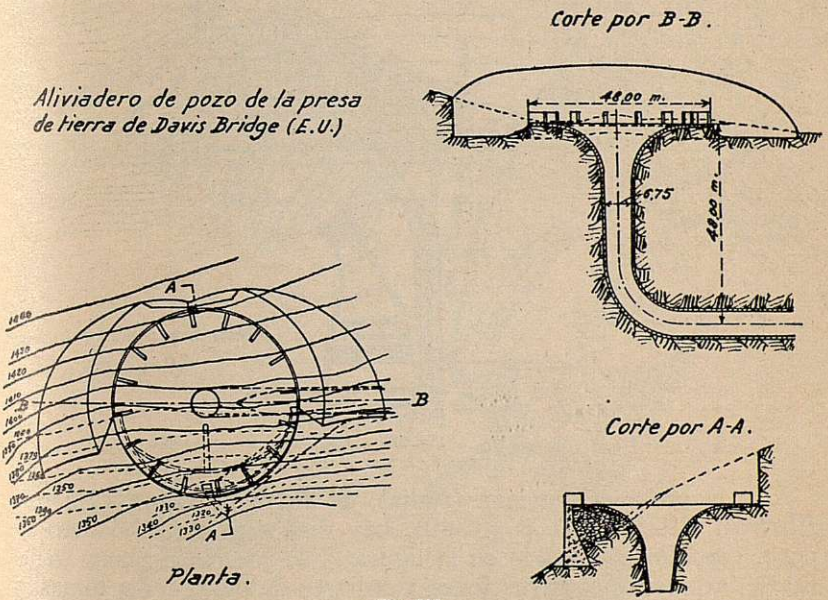


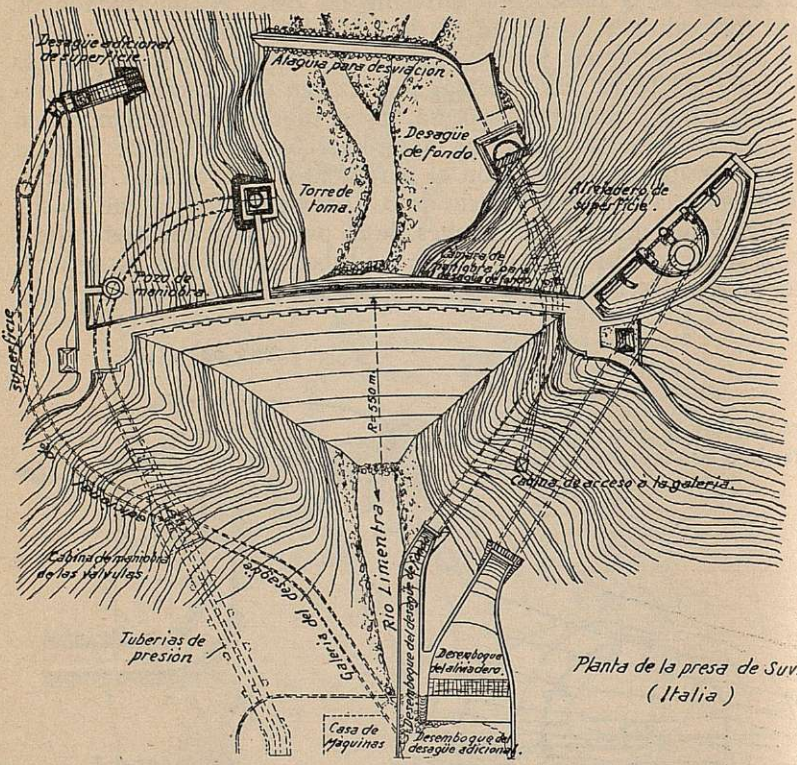
Fig. 772

arriba, que se maneja por medio de barras que llegan hasta la coronación de la presa (fig. 755), y otra llave situada en el paramento de agua abajo, que se maneja desde una caseta, que se ve en dicha figura.

La figura 772 representa el aliviadero de la presa de Davis Bridge (E. U.). Es circular, de 48 m de diámetro, lo que da 150 metros de desarrollo. El agua penetra, a través de este aliviadero,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en un recinto abocinado, disminuyendo el diámetro hasta 6,75 metros que tiene el pozo vertical, y la rama con ligera pendiente (0,68 por 100). (*Engineering News-Record* del 24 de enero de 1924, y *Le Génie Civil* del 20 y 27 de septiembre de 1924, tomo LXXXV, páginas 254 y siguientes y 269 y siguientes.)



Planta de la presa de Suviana. (Italia)

Fig. 773

En la presa de Suviana (Italia), de 88 m de altura (*Energia Elettrica,* 1925, abril, pág. 340), hay dispuesto un aliviadero de pozo, que queda indicado en la figura 773, que da la planta general de la presa y construcciones auxiliares de desagües y tomas, y se detalla en la figura 774. El pozo tiene un diámetro de 8 m y una altura de 41 m, con colchón de agua en el fondo, de donde parte una galería de fuerte pendiente. En el borde del ensanchamiento superior del pozo hay cuatro compuertas verticales, que se mueven en dos planos, y dos de sector, desaguando en total 400 m^3 por segundo (4 m^3 por segundo y kilómetro cuadrado de cuenca). Las paredes del pozo están revestidas de hormigón armado, y la base de aquél de plancha de hierro. Se ha dispuesto además, como precaución, un desagüe, relativamente superficial, en adición al ante-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

rior, en la ladera derecha, que se puede ver en la figura 773, que puede desaguar hasta la profundidad de 16 m, y está formado por una galería de 3 × 3 m, cerrada por dos compuertas de rodillos.

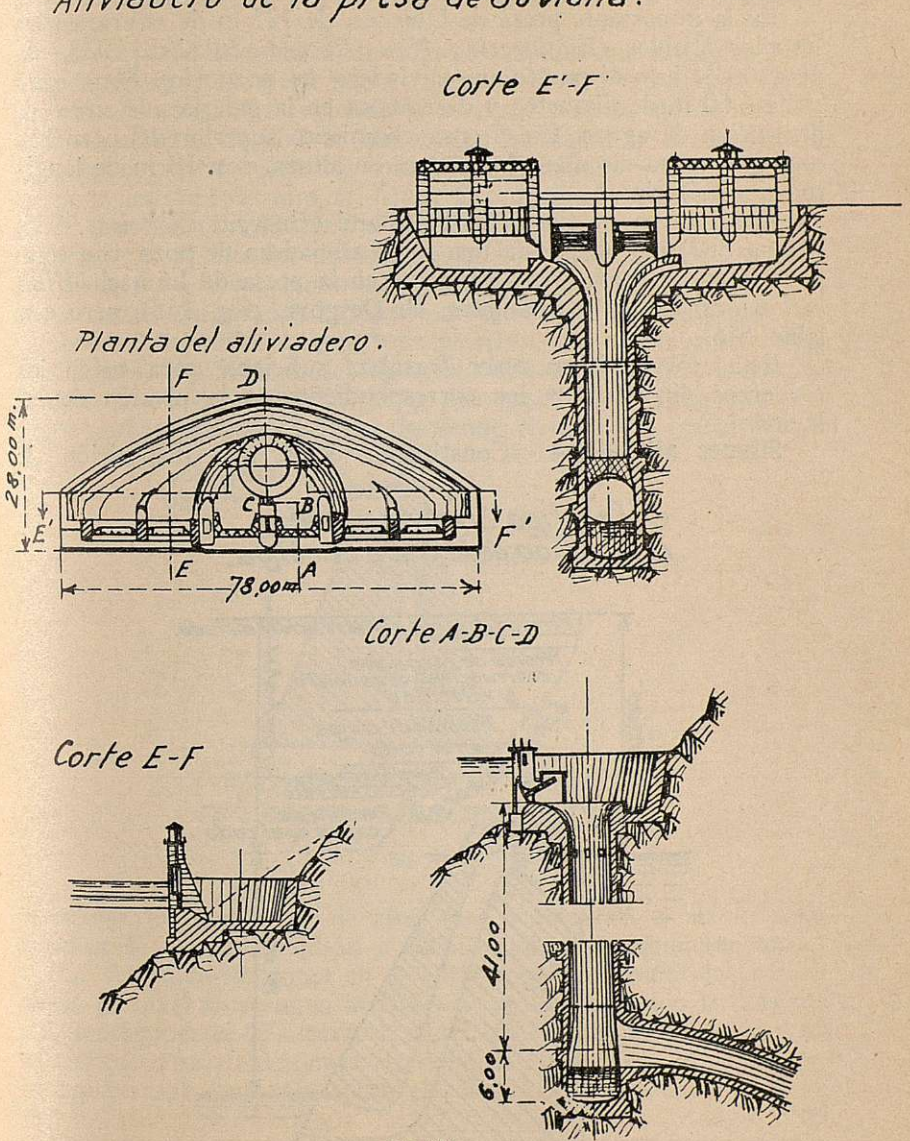


Fig. 774

En la figura 773 puede verse además la ataguía provisional de desviación de aguas por galería que atraviese la ladera izquierda.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esta galería se aprovecha después para desagüe de fondo, interponiendo en un trozo de ella dos tuberías para el cierre, con compuertas, mediante el acceso a una cámara de maniobra. Se ve también en la figura 773 la torre de toma de agua para la Central de pie de presa.

En la importante presa de Owyhee, de 125 m de altura, en los Estados Unidos (*Engineering News-Record,* 26 abril 1928, página 663), hay dispuesto un aliviadero de pozo (fig. 806). Este tiene 6,60 m de diámetro y desemboca en la galería que sirvió de desviación de aguas. En el ensanchamiento superior del pozo hay una compuerta circular, de 3,60 m de altura, con 18 m de longitud de periferia.

En la presa de tierra de Friedland (*Energia Elettrica,* 1925, página 882) hay dispuesta una torre aliviadero de pozo, con compuertas en su borde. Análogamente en la presa de Löntsch (*Utilisation des forces hydrauliques,* de Desgove, pág. 153), pero con labio fijo.

Estas torres deben tener fortaleza suficiente para sufrir los esfuerzos dinámicos y los correspondientes a la presión de los hielos.

Sifones aliviaderos.—Constituyen éstos una disposición de

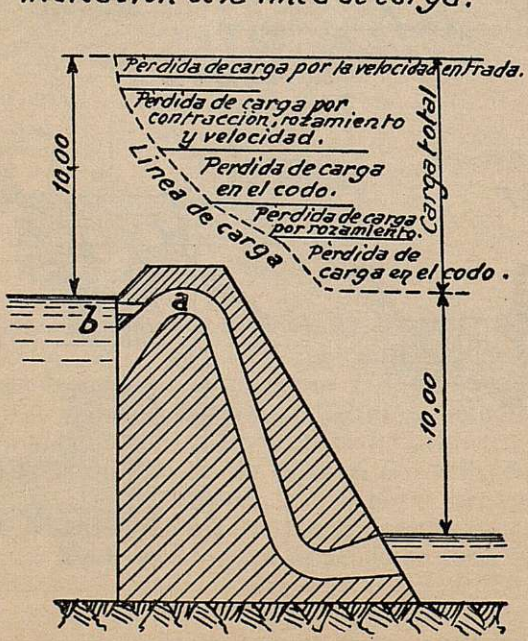


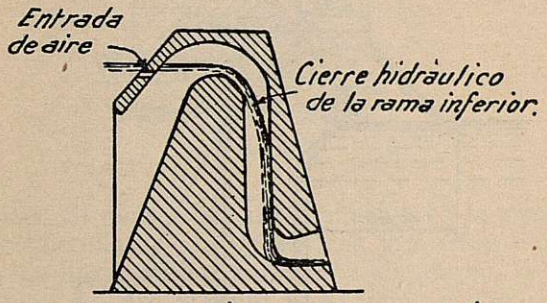
Fig. 775

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

desagüe automático cuando el nivel de aguas llega a un cierto límite, permitiendo, como las compuertas automáticas, el mantener dicho nivel sensiblemente constante y utilizar así la capacidad del embalse en la zona superior, que se desperdicia en los aliviaderos de labio fijo, en la altura que corresponde a la de la lámina vertiente.

La disposición general del sifón se indica en la figura 775. Cuando el agua se eleva sobre la coronación *a* del sifón, vierte por ella. Al continuar subiendo el nivel, se cierran hidráulicamente los conductos de aire *b* (que suelen quedar a la misma altura o ligeramente más elevados que la coronación *a*), y con ello se cierra la entrada de aire al sifón. El que queda confinado en él es, en parte, arrastrado por el chorro líquido; disminuye con ello la presión en el interior del sifón y, por lo tanto, se eleva el agua por encima del nivel del embalse; crece así el espesor de la lámina vertiente, determinando mayor arrastre de aire, hasta que éste desaparece, llenando el agua todo el sifón, que queda así cebado.

Cuando, por efecto del desagüe, determinado por el aliviadero, o como consecuencia de la disminución del agua afluente, o por ambas causas a la vez, desciende el nivel del embalse y se



Cierre hidráulico de un sifón con rama inferior vertical.

Fig. 776

descubren los conductos de aire, éste penetra en el sifón, rompiéndose la columna líquida y deteniéndose su funcionamiento.

La velocidad del agua en el sifón cebado depende de la diferencia de nivel entre agua arriba y agua abajo, siendo la máxima útil, teóricamente, la altura de agua que equilibre la presión atmosférica, o sea, en números redondos, 10 metros.

La fórmula que sirve para el cálculo del sifón es:

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

en que Q es el caudal en m^3/s; H, la diferencia de nivel entre agua arriba y agua abajo, o sea la carga del sifón, y C, un coefi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ciente que depende de las pérdidas de agua, y que, mientras en los sifones primeramente construídos tenía un valor comprendido entre 0,30 y 0,40, en otros, más científicamente dispuestos, se ha llegado a 0,70. Si bien el principio de los sifones es sencillo, la forma y disposición de ellos son delicadas, y se debe, al proyectarlos, o pedir consejo a personas especializadas, o hacer ensayos en modelos reducidos, para que se obtenga en ellos un coeficiente C alto.

La rama inferior del sifón, unas veces es vertical, o con inclinación hacia agua arriba, y otras veces esta inclinación es hacia agua abajo, como indica la figura 775. En todos los casos hay que evitar la entrada del aire desde la embocadura inferior, para que el sifón pueda cebarse. Cuando la rama inferior es vertical, o tiene inclinación hacia agua arriba, la misma lámina vertiente, al comenzar a desaguar el sifón, hace un cierre hidráulico (figura 776). Esto mismo se puede conseguir disponiendo que dicha rama inferior desemboque en una cubeta en la que el nivel de agua hace dicho cierre (fig. 777).

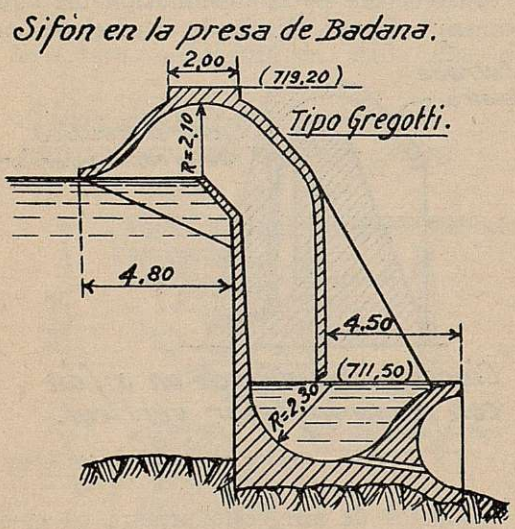


Fig. 777

Cuando la rama del sifón tiene inclinación hacia agua abajo, este cierre hidráulico se determina en virtud de una inflexión en el extremo inferior, como indica la figura 778, que representa un sifón en la presa de O'Shaughnessy, de los 18 instalados.

La sección de dicha rama inferior del sifón es, en general, uniforme. La máxima carga que determina la velocidad de agua a través de aquélla, teóricamente es la que corresponde a la presión atmosférica (10,33). Pero si la distancia vertical entre la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

boca de entrada y salida del sifón es mayor, se disminuye la sección inferiormente para asegurar mejor el que el conducto se llene para oponerse a la entrada del aire y evitar las vibraciones resultantes de la rotura de la columna de agua, que pueden perjudicar la conservación de la obra.

En la figura 775, y con línea de trazos, se indica la línea de carga del sifón. Los puntos, uno a 10 m sobre la boca de entrada y otro a igual altura sobre la de salida, se enlazan con una línea cuya figura depende del valor de las diferentes pérdidas de

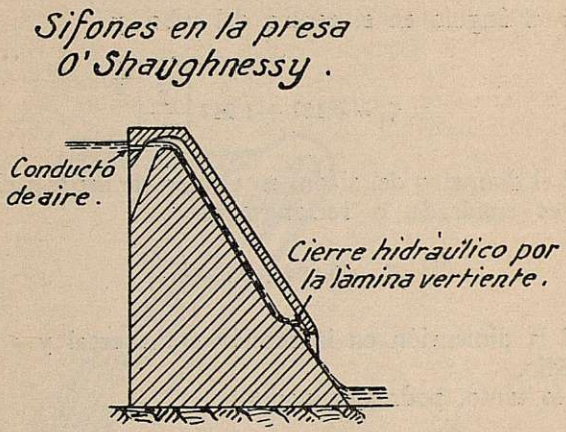


Fig. 778

carga indicadas. Si dicha línea corta al sifón en la zona que quede por encima de ella, la presión es nula y el sifón no puede cebarse. Antes de llegar a ello, y al disminuir mucho, la presión, el desprendimiento del aire disuelto en el agua, dando un volumen mayor que el del aire arrastrado por la corriente, producirá la rotura de la columna líquida del sifón.

La diferencia entre los niveles estáticos de agua arriba y agua abajo se emplea en crear y mantener la velocidad dentro del conducto del sifón, venciendo todas las resistencias o pérdidas de carga que se opongan al movimiento. Estas resistencias son pérdida en la embocadura, pérdida por rozamiento a lo largo del tubo y pérdida en los codos.

La pérdida a la entrada se puede representar por $\zeta_1 \frac{v^2}{2g}$, teniendo ζ_1 un valor que es, aproximadamente, 0,1 para embocaduras abocinadas y 0,5 para bordes cortantes. La pérdida por rozamiento en función del radio hidráulico se puede expresar por

$$\zeta_2 \frac{v^2}{2g}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

siendo

$$\zeta_2 = 0{,}005\,\frac{L}{R}$$

siendo L la longitud del sifón y R el radio hidráulico.

Las pérdidas en los codos, según Weisbach, se pueden expresar por

$$\zeta_3\,\frac{v^2}{2g}\,\frac{b}{90^\circ}$$

siendo b el ángulo en el centro del tubo, y

$$\zeta_3 = 0{,}131 + 1{,}847\left[\frac{\frac{d}{2}}{\rho}\right]^{\frac{7}{2}}$$

siendo d el diámetro del sifón, en el caso de sección circular. Si la sección es cuadrada o rectangular,

$$\zeta_3 = 0{,}124 + 0{,}274\left(\frac{d}{c}\right)^{3{,}5}$$

siendo d la dimensión en la sección transversal y ρ el radio del filete medio.

Por lo tanto, podremos poner

$$H = \frac{v^2}{2g} + \zeta_1\frac{v^2}{2g} + \zeta_2\frac{v^2}{2g} + \zeta_3\frac{v^2}{2g}$$

$$H = \frac{v^2}{2g}[1 + \zeta]$$

designando $\zeta = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3$; de donde

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{1+\zeta}} = m\sqrt{2gH}$$

de donde

$$m = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta}}$$

Scimemi, en su artículo "Su rendimento dei sifoni autollivellatori", de *Elettrotecnica,* 5 mayo 1928, después de una discusión de los rendimientos de diversos tipos de sifones, ensayados algunos por él en modelos reducidos, llega a las siguientes conclusiones:

1.ª La ley de semejanza (Froude), en estudio con modelos reducidos, es aceptable con escalas de 1/10 a 1/20.

2.ª El rendimiento es mínimo cuando la rama inferior es quebrada, y entonces el coeficiente m debe tomarse igual

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a 0,35. El rendimiento aumenta con el radio de la curvatura del filete medio y con la ausencia de las inflexiones en la rama inferior, y se llega así a valores del orden de 0,55.

En Norteamérica se ha llegado a rendimientos de 0,60 a 0,70. Y como caso excepcional, y que parece contradecir las conclusiones de Scimemi, en el laboratorio de Kalsruhe se ha estudiado en modelos reducidos el sifón Weirich (fig. 778 *a*) y obtenido un rendimiento de 0,97, valor enormemente grande. *(Hydraulic Laboratory Practice,* J. R. Freeman, 1929.)

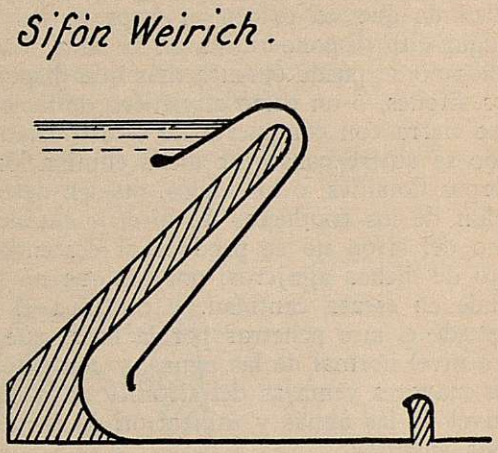


Fig. 778 *a*

Las principales ventajas de los sifones son:

1.ª Su actuación es enteramente automática.

2.ª Desde que comienza a funcionar el sifón, el caudal de desagüe es el máximo. No sucede así en los vertederos, en que el caudal es proporcional a $h^{\frac{3}{2}}$, a partir de $h = 0$.

3.ª Las fluctuaciones del máximo nivel de aguas quedan reducidas a límites muy estrechos. Teniendo los sifones capacidad superior al máximo caudal afluente, la oscilación de dicho nivel queda reducida a poca más altura que la de los conductos de aire, es decir, a unos 10 a 15 cm.

4.ª El espacio que requieren ocupar los sifones es menor que el necesario de aliviadero de labio fijo, debido a la mayor velocidad del agua en aquéllos que en éste. Así, en la Central de Robliate (Italia) hay una batería de 8 sifones, tipo Gregoti, de hormigón armado, que evacuan 80 m^3/s y ocupan sólo una línea de 20 m, mientras que hubiera sido preciso un aliviadero de 125 m de labio libre para 0,50 de lámina vertiente, o 44 m para lámina vertiente de 1 m.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

5.ª En los sifones no hay filtraciones, como ocurre en la disposición de compuertas, sean o no automáticas.

Inconvenientes de los sifones son:

a) No son apropiados a dar paso a los cuerpos flotantes de tamaño que puedan acodalarse en el sifón, obstruyéndolo y quizás determinando su destrucción, por el romaneo que produzca su apalancamiento y la solicitación por la velocidad de las aguas. Para evitar la entrada de cuerpos flotantes se coloca la boca del sifón bastante por debajo del nivel normal de las aguas, con lo que éstas se captan en las capas inferiores, libres de aquéllos, y para mayor seguridad de que no entren ni éstos ni los que van entre dos aguas, se dispone rejilla en la boca. La desviación de aquéllos no se puede obtener más que disponiendo, al lado de los sifones, o un corto aliviadero de labio libre, o vano, que se cierra con compuerta de escaso calado, que se abre cuando se quiere conseguir dicha eliminación.

b) Los cuerpos flotantes, o los hielos, pueden determinar la obstrucción de los conductos de aire, y entonces el descebamiento del sifón no se produce al descender el nivel por debajo de dichos agujeros, por los que no penetra el aire o acude en escasa cantidad, y continúa el desagüe hasta que puede el aire penetrar por la boca, que queda sumergida a nivel normal de las aguas, y con esto se pierde una de las mayores ventajas del sifón, y es la de la constancia del nivel de las aguas y utilización de las almacenadas en la zona superior.

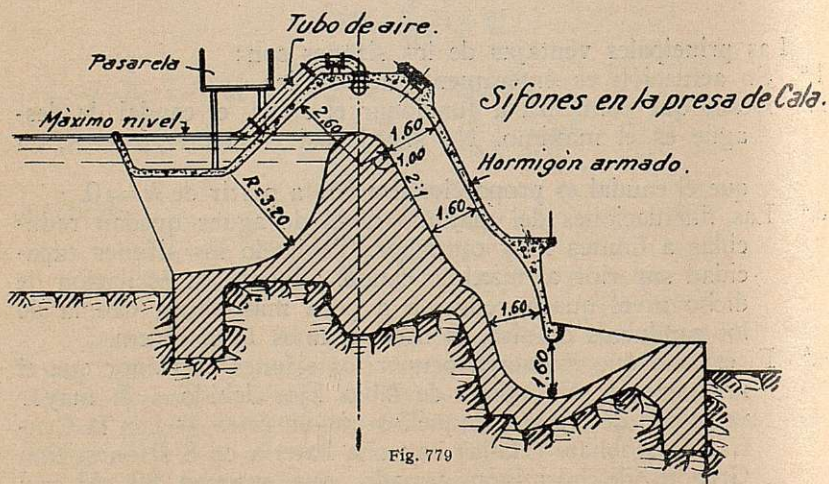


Fig. 779

Para evitar la obstrucción, por los cuerpos flotantes, de los agujeros de aire, se ha dispuesto, en algunas instalaciones, como la de Cala, de la Compañía Sevillana de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Electricidad (fig. 779), tubos de aireación que desembocan, por un extremo, en un canalillo libre de la entrada de cuerpos flotantes, y por el otro, en el vértice del sifón. Otras veces estos tubos de aireación se llevan a desembocar, en su extremo de entrada de aire, a un pozo en comunicación con el embalse, abrigado de la temperatura exterior y libre de cuerpos flotantes, y así se evitan los efectos de los hielos.

c) A veces los conductos de aire no proporcionan el suficiente para el descebamiento del sifón, sino que el aire que penetra es arrastrado por el agua. Para evitar esto, o cabe disponer de compuertas en la boca de entrada, que sólo se calarán para el descebamiento, o proporcionar una entrada adicional de aire, como existe en los sifones de la presa de Wäggital (fig. 780).

Sifones en la presa de Wäggital.

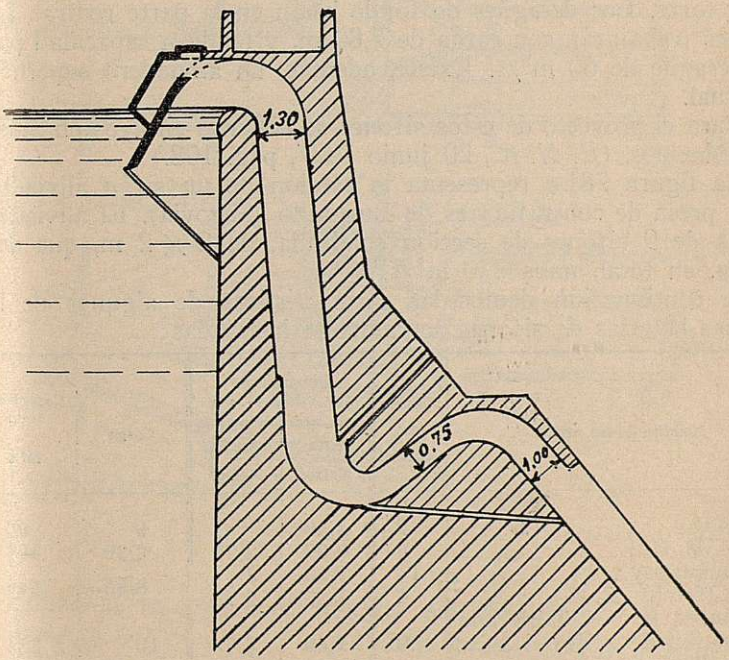


Fig. 780

Para evitar que con una riada corta se pongan en funcionamiento todos los sifones a la vez, para descebarse al poco tiempo y volverse a cebar de nuevo, y así sucesivamente, provocando re-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

petidas vibraciones que acompañan siempre a estos fenómenos, y que en nada favorecen a la obra, se suelen disponer los agujeros de aire a diferentes niveles, con el fin de que el cebamiento y descebamiento sea sucesivo.

Los sifones suelen construirse de hormigón armado, fábrica que proporciona resistencia y cierta flexibilidad, junto con escasos espesores, y éstos determinan que ocupen menor espacio aquéllos, disminuyendo así las obras de explanación.

Los sifones no suelen ser solución única de desagüe superficial de las presas, sino parcial, acompañando a otras instalaciones (compuertas Stoney, Taintor, etc.) con igual fin, sirviendo aquéllos para desaguar riadas cortas y como de aviso para el funcionamiento de las segundas. Así, en la presa de Murg (Alemania) hay dos compuertas Stoney, de 13,50 m de luz por 10 de altura, y tres sifones, desaguando estos últimos 45 m^3/s.

Por su originalidad indicamos en la figura 781 la solución adoptada en la presa de tierra de Bridgeport, sobre el río Walker (E. U.), de 4 sifones, colocados, juntamente con los desagües de fondo, en una torre de hormigón armado. Cada sifón es de $1{,}80 \times 0{,}90$ m, y quedan, por grupos de dos, en los extremos de la torre. Los desagües de fondo están en la parte central. Los sifones trabajarán con carga de 7,80 m, y tendrán capacidad para un desagüe de 60 m^3/s. Existe, además, un aliviadero superficial eventual.

Para el proyecto de estos sifones se hicieron ensayos en modelos reducidos. (*E. N.-R.*, 20 junio 1927, pág. 108.)

La figura 781 *a* representa la sección de un sifón aliviadero en la presa de contrafuertes de Burguillo (Segovia). El aliviadero consta de 9 sifones de sección cuadrada, de 2×2 m, que desaguan, en total, unos 220 m^3/s.

A continuación damos las características de algunas de las muchas baterías de sifones actualmente instaladas:

Nombre de las presas	Número de sifones	Dimensiones de cada sifón		Carga	Capacidad total — M^3/s
		Alto — Metros	Ancho — Metros		
Waggital	2	1,30		9	60
Alpine (E. U,)	6	0,90	2,25	9,30	108
O'Shaughnessy	14	1,20	3	8,85	540
Hetch Hetchy (E. U.)	4	1,20	2,75		
Swetwater (E. U.) (Tiene además aliviadero fijo)	6	1,80	3,60	10	324
Bridge Port (E. U.)	4	1,80	0,95	7,80	60
Murg (Alemania)	3				45
Innwerk, München (Alemania)	5	1,75	2	7,50	125
Zerbino (Molare) (Italia)	12	2	3	8,50	500
Corfino (Italia)	5				80
Burgomillodo (Segovia, España)	9	2	2	5	220

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

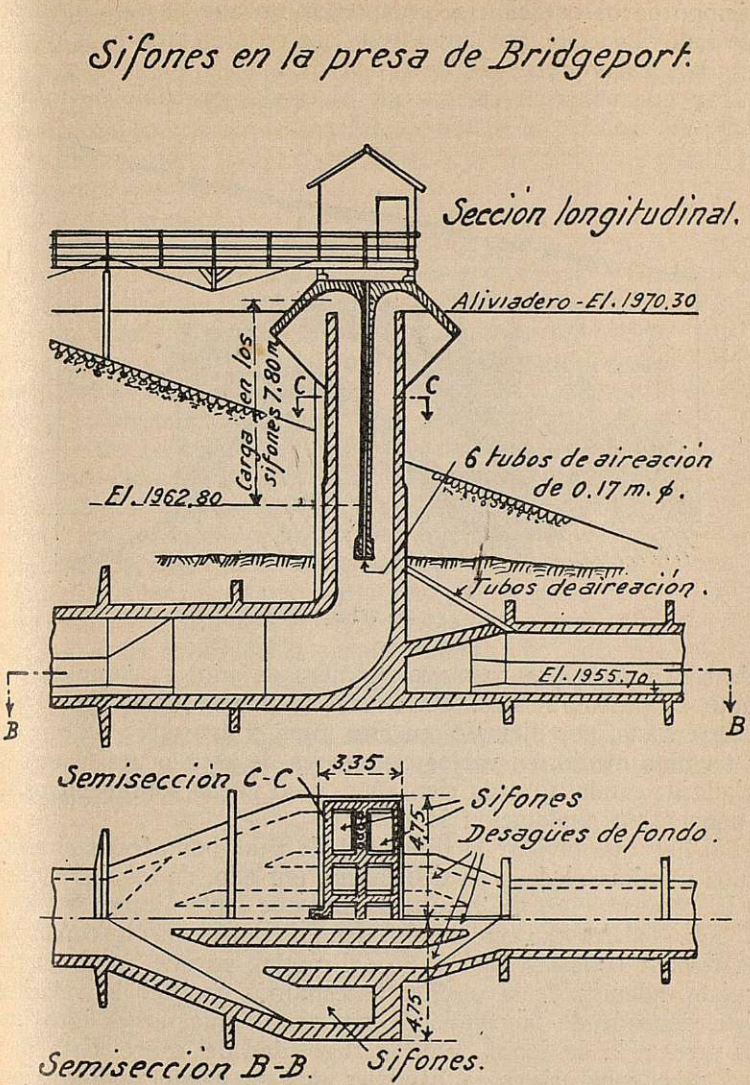


Fig. 781

Fijación de la capacidad máxima del aliviadero.—Si se tiene conocimiento del caudal de la corriente en el sitio de la presa, y, por lo tanto, del de riadas máximas durante gran número de años, nos servirá éste de base para fijar la capacidad del aliviadero, teniendo en cuenta que este máximo maximorum se suele presentar sólo una vez en cierto número de años sucesivos; es decir, que no basta sólo conocer el caudal de riadas en corto número de años y tomar el mayor, sino que hay que contar con que en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el tiempo de observación se comprenda un año en que haya ocurrido una riada que, por sus efectos, se repute como la mayor sobrevenida, según recuerdo de los vivos.

Hay que tener en cuenta que el caudal probable de máxima

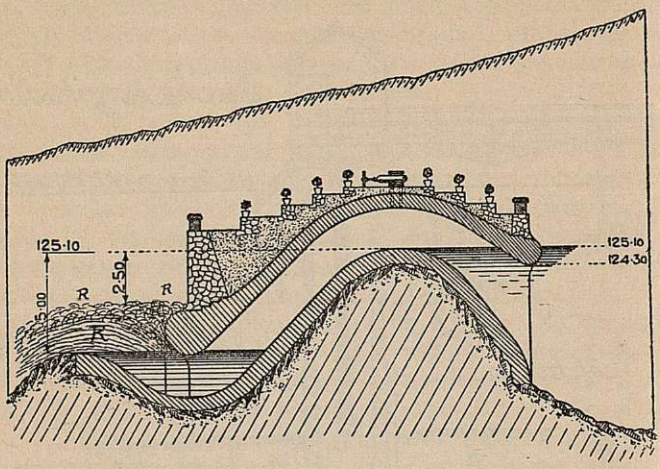


Fig. 781 *a*

riada será mayor cuanto mayor número de años se compute en el cálculo de probabilidades. Un caudal Q puede ser el probable de máxima riada, por ejemplo, en cien años, y esto quiere decir que, por término medio, en varios centenares de años ocurrirá una vez la riada de caudal Q cada cien años, pero puede sobrevenir al año de ponerse en explotación la obra.

No hay que olvidar la dificultad de fijar por aforos el caudal de una máxima riada, y la deficiencia, por ello, de los datos oficiales. El conocimiento del nivel máximo que haya alcanzado ésta, y que deja señales durante algún tiempo, puede servir como dato para formar concepto algo vago del caudal, porque, para determinar éste, además de la sección necesitamos conocer la velocidad, y ésta depende de la pendiente superficial, que no es igual muchas veces a la de fondo, y de la rugosidad del cauce. Esta rugosidad cabe conocerla para caudales que se hayan podido aforar bien (por ejemplo, con milinetes), entrando en la fórmula de Chezy, y coeficiente de la fórmula de Bazin

$$Q = S\frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R}+\gamma}\sqrt{Ri}$$

con el conocimiento de Q, S, R, i y determinado γ.

Hay que desconfiar, en la fijación del nivel máximo de riada, de los datos que suministren los prácticos, que no siempre responden a la verdad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

A falta de datos en una cuenca que basten para determinar dicho caudal de máxima riada, se puede acudir a servirse de observaciones de otras cuencas que, en cantidad de lluvia, altitud, orientación, relieve y naturaleza del terreno, sean análogas a la de que se trate, determinando el caudal específico por kilometro cuadrado y por segundo, que servirá de base para calcular la riada en la cuenca que se estudia.

Si consideramos una cuenca pequeñísima, cabe que caiga sobre toda ella un fuerte chaparrón (los ha habido de más de 60 mm de altura por hora) y desagüe a la vez el caudal correspondiente a toda la lluvia en la cuenca completa. Pero este cálculo para lluvias tan intensas sólo debe hacerse para encontrar la capacidad de las alcantarillas de una población pavimentada en que pueda considerarse impermeable el pavimento, y si tampoco se pierde agua por evaporación el coeficiente de escorrentía sería de 1. Pero en la cuenca de una presa, por pequeña que sea aquélla, el coeficiente de escorrentía será menor que 1. Y además, a medida que aumente la superficie de la cuenca es menos probable que llueva sobre toda ella a la vez con intensidad de chaparrón, y que dure tanto la lluvia para que el agua procedente del punto más alejado de la cuenca pase por la ubicación de la presa cuando aún continúe lloviendo con intensidad y se puedan sumar en dicha ubicación las escorrentías de la cuenca entera. Por esto, a medida que la cuenca es mayor, el caudal específico de riada, por metro cúbico y segundo, disminuye.

Fuller, basándose en los datos de máximas riadas en ríos de Norteamérica, propuso una fórmula para deducir aquéllas, y es la siguiente:

$$Q = N \cdot A^{0,8}(1 + 0,8 \log T)(1 + 2A^{-0,3})$$

en la que Q es caudal en pies cúbicos por segundo; N, un número que es constante para cada cuenca y depende de sus características; T es el número de años de cómputo de riada probable, y A, el área de la cuenca en millas cuadradas.

Con posterioridad, Creager, basándose en mayor número de observaciones, propuso otra fórmula, que es:

$$Q = C \cdot A^{0,5}\left[\frac{2 - e^{-0,04\,A^{0,3}}}{3}\left(1 - \frac{\log 0,1T}{3}\right) + \frac{\log 0,1T}{3}\right]$$

en la que e es la base de los logaritmos neperianos; T es el tiempo de cómputo; Q, caudal en pies cúbicos por segundo; A, área de la cuenca en millas cuadradas, y C, un coeficiente que fija en 6 000 para cuencas propicios a grandes riadas (log indica logaritmos de base 10).

La fórmula de Fuller, traducida en unidades métricas, es la siguiente:

$$Q = N \cdot 0,013 \cdot A^{0,8}(1 + 0,8 \log T)(1 + 2,66A^{-0,3})$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La fórmula de Creager, en unidades métricas, es:

$$Q = C \cdot 0{,}0176 \cdot A^{0{,}5}\left[\frac{2 - e^{-0{,}03\,A^{0{,}3}}}{3}\left(1 - \frac{\log 0{,}1T}{3}\right) + \frac{\log 0{,}1\,T}{3}\right]$$

en ellas, Q representa metros cúbicos por segundo; A, área de la cuenca en kilómetros cuadrados; T, número de años; e, base de los logaritmos neperianos, y C y N, constantes iguales a las fórmulas anteriores.

Tanto la fórmula de Fuller, para $T = 1\,000$ y $N = 100$, como la de Creager, para valores de T de 10, 100, 1 000 y 10 000 años, y $C = 6\,000$, se representan gráficamente en la figura 782.

Debemos hacer observar que, en dos casos que conocemos en España (presa del Esla y presa de Millares), la aplicación de las curvas citadas da valores de riada mucho mayores que los deducidos por observaciones directas en la cuenca correspondiente. Sin embargo, la Comisión de ingenieros de Caminos que se nombró para dictaminar respecto a la inundación ocurrida en la cuenca del Júcar, en 4 y 5 de noviembre de 1864, y medios de defensa, dedujo, por algunas observaciones pluviométricas registradas en dichos días, y aplicación a toda la zona en que llovió con cierto coeficiente de escorrentía, un caudal de 12 243 metros cúbicos por segundo con una cuenca afluente de 19 600 kilómetros cuadrados, resultando un caudal específico, por kilómetro cuadrado y por segundo, de 0,63 metros cúbicos. El procedimiento seguido es expuesto a graves errores. Entrando, con el área de 19 600 kilómetros cuadrados, en las curvas de Fuller y Creager (fig. 782), se encuentra, según la primera, 14 500 metros cúbicos por segundo; según la curva C, de Creager, para $T = 100$ años, unos 9 500 metros cúbicos; según la B, para $T = 1\,000$, unos 12 000 metros cúbicos por segundo, y menor para la D. De modo que se podía reputar la riada del Júcar, con valor verosímil, haciendo extensivas a su cuenca las observaciones de ríos americanos, y quedaría, aproximadamente, de acuerdo con el deducido por la curva de Creager para $T = 1\,000$ años.

El ingeniero se encuentra con la incertidumbre de la fijación del caudal de máxima riada que sirva de base para el proyecto del aliviadero. Si, partiendo de las fórmulas de Creager o de Fuller, aumentamos el número de años de cómputo, crece el caudal probable, y con ello el coste de las obras, ¿qué cómputo de años ha de tenerse en cuenta? Esto ha de depender de las circunstancias de la obra y del espíritu más o menos prudente del proyectista. Si se trata de una presa de tierra o de escollera en que la insuficiencia de aliviadero puede determinar que las aguas viertan sobre ella, con su segura destrucción, es necesario exagerar la prudencia. Si la presa es de fábrica cimentada en roca sólida, no serán de temer grandes desastres en el caso en que se convierta en presa vertedero, si no lo es, o que alcance la lámina vertiente, si

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Curvas de Fuller y Creager para ríos extraordinarios
m³/seg
Km²
Creager
A ..... 10000 años
B ..... 1000 "
C ..... 100 "
D ..... 10 "
C=6000
Fuller
E ..... 1000 " N= 100
F ..... 100 " N= 70
A
B
C
D
E
F

Fig. 782

lo es, mayor espesor que el supuesto; a no ser que se disponga la central y estación transformadora al pie de aquélla, y la lámina vertiente pueda alcanzarlas y destruirlas. Así, pues, en presas de fábrica no hay necesidad de exagerar el caudal de máxima riada, salvo la excepción que se apunta. Puede ser más económico el partir de un caudal de riada probable en un lapso de 100 años y exponer las obras a los desperfectos que pueda ocasionar una riada probable en 1 000 años, corrigiéndolos cuando se produzcan, que el disponer de las obras con el coste consiguiente a esta última riada, ante el temor de que se produzca una vez, por término medio, en tan largo lapso de tiempo.

Creager dice que cuando la rotura de la presa no pueda llevar en sí pérdidas de vidas humanas, puede partirse de un cómputo de 50 años en el cálculo de la riada. Pero en presas situadas agua arriba de poblaciones, este cómputo debe ser de 1 000 y hasta de 10 000 años.

Podemos comprobar, en las curvas de Creager y Fuller, la aserción que hemos hecho antes de que el caudal específico de riada por metro cúbico y segundo disminuye al aumentar la cuenca.

Se han propuesto fórmulas más sencillas que las de Creager y Fuller; pero cada una de estas fórmulas puede dar resultados aceptables para aquella cuenca cuyas observaciones la hayan dado origen, mas no cabe generalizarlas a todas las cuencas; los resultados de ellas difieren mucho para una misma superficie de ella. Además, en estas fórmulas no se tiene en cuenta el número de años en que la riada puede ser probable. Entran tantos factores en la producción de las riadas (intensidad de precipitación, duración de ella, extensión que comprende, relieve del terreno, estado higrométrico, más o menos empapamiento de agua de los terrenos por lluvias anteriores, naturaleza del terreno, vegetación, etc.), que no cabe agrupar todos estos elementos en fórmulas, y existe siempre la incertidumbre de apreciar la lluvia máxima.

A título de curiosidad, y con las salvedades anteriores, ponemos las siguientes fórmulas, que se han traducido gráficamente en la figura 783:

1.° Fórmula de Fanning: $Q = 2{,}5S^{\frac{5}{6}}$

2.° » de Dickens: $Q = 6{,}9S^{\frac{3}{4}}$

3.° » de Ganguillet: $Q = \dfrac{25 \cdot S}{5 + \sqrt{S}}$

4.° » italiana: $Q = \dfrac{32 \cdot S}{0{,}5 + \sqrt{S}}$

5.° » de Kuichling, para riadas ordinarias: $Q = \left(\dfrac{1\,246}{S + 440} + 0{,}22\right)S$

6.° » de Kuichling, para riadas extraordinarias:

$$Q = \left(\frac{3\,596}{S + 958} + 0{,}08\right)S$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

7.° Fórmula de Ryves: $Q = 8{,}5S^{\frac{2}{3}}$

Las curvas 8 y 8*a* de la figura 783 corresponden a la fórmula de Fuller para $T = 1\,000$, $T = 100$. Las 9, 9*a* y 9*b*, corresponden a la de Creager para

$T = 1\,000$ $T = 100$ $T = 10$ años

10.° Fórmula de González Quijano: $Q = 17S^{\frac{2}{3}}$

Esta fórmula da valores dobles de la de Ryves.

11.° Fórmula de Valentini: $Q = 27\sqrt{S}$

12.° » de Forti, para regiones de *records* de precipitaciones de 200 mm en 24 horas: $Q = S\left(0{,}50 + \frac{1\,175}{S + 125}\right)$

13.° En la figura 673 se indica, además, una curva experimental de la U. S. Geological Survey.

Hay otra fórmula, de Forti, que da mayores valores para *records* de 400 mm de lluvia en 24 horas. En todas estas fórmulas, Q expresa metros cúbicos por segundo, y S, la superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados.

En resumen, para fijar la capacidad del aliviadero de una presa aconsejamos la mayor prudencia, especialmente cuando se trata de presas de tierra o de escollera. Antes, al tratar de ellas, hemos citado las causas de rotura de 55 presas, que se indican en *Transactions of American Society of Civil Engineers*, de 1924, y de ellas resulta que el 50 por 100 de las reseñadas se destruyeron por insuficiencia de aliviadero.

No deben bastar al ingeniero los datos, por fidedignos que sean, de observación directa de riadas, en número de cortos años. Debe acudir a consultar los que arrojen las curvas antes citadas, y decidir, teniendo en cuenta los daños que una mayor riada que la supuesta puede ocasionar, el caudal base del cálculo del aliviadero, y disponer las obras para que estos daños sean los menores posibles, dentro de un cierto límite económico, que cada caso señalará.

Como hechos aleccionadores citaremos dos casos de roturas de presas de fábrica ocurridas por insuficiencia de aliviadero.

En la presa de Sweetwater (E. U.) se proyectó el aliviadero, al construirse, sólo para 50 metros cúbicos por segundo, y a este caudal se añadía, para caso necesario, el de los desagües, y esto, junto con el efecto regulador del vaso, se consideró suficiente. Cinco años después sobrevino una riada de 148 metros cúbicos por segundo. Se aumentó entonces la capacidad del aliviadero, pero pocos años después otra riada llegó a un caudal de 500 metros cúbicos por segundo, que causó graves averías en la presa.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

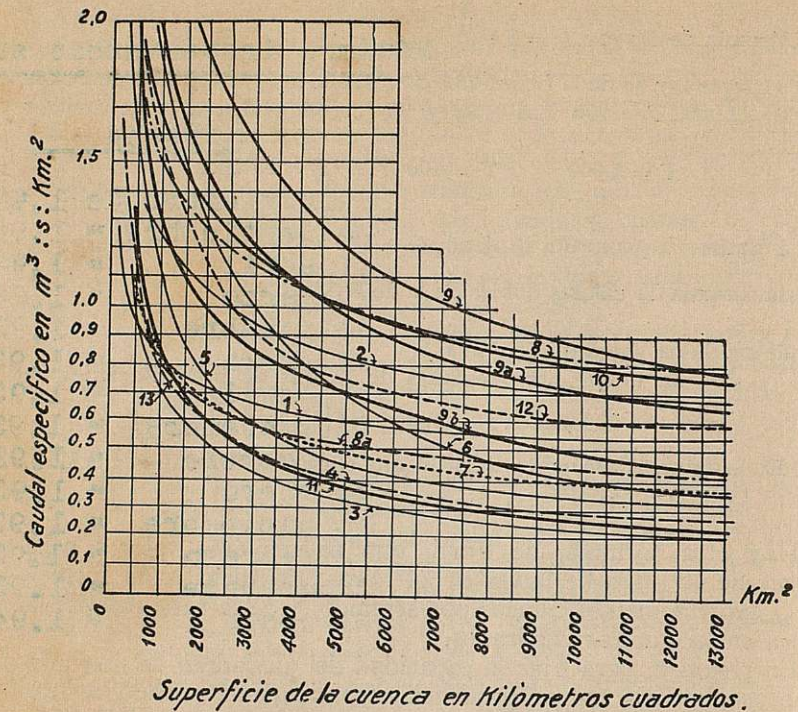


Fig. 783

Se aumentó nuevamente aquella capacidad, y aun años adelante otra riada sobrepasó la previsión, alcanzando un caudal de 1 274 metros cúbicos por segundo. Luego se ha ampliado la capacidad hasta vez y media el caudal de la última riada. De modo que la capacidad que se ha considerado, finalmente, necesaria desaguar es de cerca de cuarenta veces la que primitivamente tenía el aliviadero.

Otro ejemplo notable nos lo proporciona la presa del Habra (Argelia), de 35 m de altura. Se proyectó un aliviadero de 125 m de longitud, con un posible espesor de lámina vertiente de 1,60 m (*Barrages*, Dumas, 1896), lo que daba una capacidad de desagüe de 430 metros cúbicos por segundo. El labio del aliviadero quedaba 3 m por debajo de la parte más alta de la coronación. Se con-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cluyó la presa en 1871, y al año siguiente una riada alcanzó 2 m de espesor de lámina sobre el aliviadero, con un caudal de 640 metros cúbicos por segundo, sin contar con los que se evacuaban por los desagües de fondo. Esta riada destruyó el aliviadero en 50 m de longitud, y no causó víctimas por estar deshabitado entonces el valle inferior. En 1881 sobrevino otra riada mayor, que alcanzó 2,25 m sobre el aliviadero y que puede reputarse de caudal de 800 metros cúbicos por segundo. Entonces fué destruída la presa en 110 m de longitud y 18 m de altura, ocasionando 400 víctimas humanas y muchas pérdidas. La primera riada se consideró excepcional y no se admitió que pudiera reproducirse, y ni entonces, ni a consecuencia del desastre de 1881, se dió a la insuficiencia del aliviadero la importancia de causa fundamental de la rotura, y en el informe de los peritos se insistió en defectos de proyecto y construcción del perfil de la presa. Se reconstruyó ésta, y en 1927 sobrevino una riada aún mayor que las anteriores, cuyo caudal en el Habra se calcula en 1 700 metros cúbicos por segundo, causando nueva rotura en la presa (que funcionó como vertedero), y no originando víctimas porque los habitantes del valle, avisados a tiempo, pudieron salvarse.

Aun suponiendo la capacidad del aliviadero de la presa del Habra de 900 metros cúbicos por segundo, quizá por ampliación del primitivo o teniendo en cuenta mayor altura de lámina vertiente (*Génie Civil*, 17 marzo 1928, tomo CXII, pág. 256), como la cuenca afluente a la presa es de 8,100 kilómetros cuadrados, el caudal específico por kilómetro cuadrado resultaría ser, para dicho caudal de 900 metros cúbicos, el de 0,11 metros cúbicos por segundo; valor a todas luces pequeñísimo. Si entramos en las curvas de Creager con la abscisa 8,100 kilómetros cuadrados, encontramos, para la curva $T = 10$, unos 4 200 metros cúbicos por segundo, y mayores valores para las otras curvas.

Efecto regulador del embalse.—Se puede tener en cuenta, en el cálculo de los aliviaderos, el efecto regulador del embalse, cuando éste tiene gran extensión inundada, como ocurre generalmente en los pantanos. Supongamos que estando lleno el embalse hasta la altura del umbral del aliviadero sobreviene una riada.

Designemos por Q el caudal de ésta, que suponemos constante e igual al valor máximo que puede adquirir. Si suponemos el caso general que haya desagües superficiales, de fondo y otras tomas de agua que pueden quedar abiertos en época de riada, y llamamos q al caudal variable con la altura h sobre el umbral que puede pasar por dichos desagües, y s la superficie total inundada, dependiente de la misma variable, h.

En un instante cualquiera el incremento de volumen de agua almacenado durante el espacio de tiempo infinitamente pequeño dt será $(Q - q)dt$, viniendo a ocupar una parte del vaso $s \cdot dh$.

Tendremos, pues,

$$(Q - q)dt = s \cdot dh$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en cuya expresión pueden ser separadas las variables en la siguiente forma:

$$dt = \frac{s}{Q-q}\, dh$$

el valor de t (tiempo) necesario para que el nivel de aguas alcance la altura h se determina por la integral

$$t = \int_0^h \frac{s}{Q-q}\, dh$$

Estos cálculos se pueden efectuar gráficamente.

Conocido Q y el caudal q para diversos valores de h, se puede construir la curva $Q - q$. Después se puede construir valores curva, $A = \frac{s}{Q-q}$, deducida conociendo los diversos valores de s para los diversos de h, valores que pueden enlazarse por una curva. Las operaciones de división indicada por la expresión anterior se pueden efectuar gráficamente. Y ahora sólo falta encontrar la curva integral

$$t = \int_0^h A \cdot dh$$

es decir, una curva en que una coordenada es h y otra es el valor de la integral indicada. (Para mayor ilustración respecto a esto, puede verse el libro de D. M. Lorenzo Pardo, *El pantano del Ebro. Estudio técnico de sus obras hidráulicas*, páginas 95 y siguientes.)

Partiendo de un tiempo t de duración máxima de riada de caudal Q, deducimos de la curva citada el valor de h que debe tener la lámina vertiente, que casi seguramente será menor que el que corresponda al caudal Q vertiendo sobre el aliviadero.

Hagamos un sencillo cálculo para demostrar el efecto regular del embalse. Supongamos que la superficie de éste al nivel del aliviadero tenga 4 km², y que calculamos el aliviadero para una riada máxima de 110 m³ por segundo. Dando a la lámina vertiente un metro de altura y aplicando la fórmula de los vertederos

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot l \cdot h\sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

haciendo $\frac{2}{3}\mu = 0{,}50$ encontramos para $l = 50$ m.

Si suponemos que sobreviene la riada estando el embalse a nivel de la coronación del aliviadero, para que la lámina de agua vertiente adquiera el espesor de 1 m, en cuyo caso el caudal que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

salte por el aliviadero sea igual a 110 m^3 por segundo, es preciso que la riada aporte un caudal que llene la capacidad del embalse en el citado metro de altura y abastezca el caudal vertiente, cuya lámina irá aumentando de espesor desde cero a 1 m. El primer volumen es de $4\,000\,000 \times 1 = 4\,000\,000$ m^3.

Si suponemos a la lámina vertiente un espesor medio de 0,50 metros y que $\frac{2}{3}\mu = 0{,}50$, el caudal medio vertiente por segundo sería de 39 m^3. Y este caudal, restado del de la riada, deja éste reducido a $110 - 39 = 71$ m^3 por segundo. Con este caudal habría que llenar la capacidad de 4 000 000 de m^3, lo que requeriría un tiempo de $\frac{4\,000\,000}{71} = 56\,337''$, o sea, 15 horas y 39 minutos, y es muy probable que el caudal máximo de riada no dure tanto, y por ello, que no adquiera la lámina vertiente el espesor de un metro.

Respecto a este efecto regular del embalse pueden consultarse el folleto antes indicado y, entre otros, los artículos publicados en *Engineering News-Record* en 20 de enero de 1921, página 114, y 22 de diciembre de 1921, pág. 1 031, y *Revista de Obras Públicas*, 15 diciembre 1931, pág. 507.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XLI

DESAGÜES DE LOS EMBALSES

(Continuación)

DESAGÜES PROFUNDOS

Desagües profundos.—Distinguimos en éstos: los *desagües de fondo* y las *tomas de agua.*

Desagües de fondo.— Sirven, como indicamos, para vaciar el embalse, especialmente desde aquellos niveles de agua a que no alcancen las *tomas* o que en ellos tengan poca eficacia, con el fin o de eliminar en parte los sedimentos que se hayan podido producir, o por peligro de rotura de la presa, o para examinar el origen de filtraciones y corregirlas.

Cuando el fin del embalse es la producción de energía hidroeléctrica, creando el salto y, a la vez, almacenando agua en la época de abundancia, la toma de agua se hace a nivel superior al del fondo del cauce, nivel determinado por el estudio comparativo, ya indicado antes, de las diversas soluciones para obtener el máximo rendimiento anual del salto; y queda siempre una cierta profundidad del embalse, que en explotación normal nunca se desagua. De modo que, en este caso, como esta capacidad, que pudiéramos llamar de agua muerta, proporciona un volumen que suele exceder al de los sedimentos posibles, en un gran número de años no se siente la necesidad de dicha eliminación. Y de estar bien construída la presa y no habiendo peligro en cuanto a su estabilidad, y si el vaso no tiene filtraciones considerables que hagan inútil total o parcialmente el embalse, los desagües de fondo, en caso de establecerse, quedarían sin funcionar, y al cubrirlos pronto los sedimentos se inutilizarían. Y como estos desagües hay que dotarlos, para llenar su fin, de mucha capacidad, y resultan por ello muy costosos, se explica que en algunos casos de presas de embalse para fines de producción de energía se hayan suprimido, como ocurrió en la presa de Camarasa, en la que las filtraciones a través de las laderas llegaron a alcanzar más de 11 m^3 por segundo.

Claro está que en estos casos desgraciados el coste de corregir dichas filtraciones resulta mucho mayor que el de la instalación de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los desagües de fondo. Y como nunca se puede asegurar que tales filtraciones no se originarán en un embalse, es prudente el disponerlos, aun a trueque de que su coste resulte perdido al no utilizarlos.

Se pudiera pensar el ponerlos en servicio periódicamente para eliminar los sedimentos y que éstos no mermen con exceso la zona útil de embalse. Pero siendo el objeto de éste la producción de energía, el vaciar el embalse representa la paralización de la Central, paralización que puede durar muchos días, y quizá meses, pues no podemos predecir cuándo el río traerá agua suficiente para llenarlo. Y este perjuicio evidente hace que estos embalses no se vacíen.

Como los desagües de fondo en su disposición y cierre son análogos a las tomas de agua, no decimos más respecto a ellos.

Tomas de agua. Conveniencia de disponer varias.—El número y la capacidad de las tomas de agua de un embalse dependen del volumen embalsado, de los servicios que haya que abastecer y de la profundidad del agua.

Si el volumen embalsado es grande y los servicios requieren mucho caudal, si la toma fuese única, habría de colocarse a la máxima profundidad útil de la presa y deducir la superficie de desagüe de la mínima carga, que produciría el mínimo nivel de agua supuesto; es decir, se obtendría una gran sección transversal del conducto de toma. Estas grandes superficies y profundidad determinarían dificultades de funcionamiento, que se traducirían en costo de los aparatos de cierre, y al ser la toma única no habría seguridad en la permanencia del servicio al originarse una avería en ella. Por esto conviene multiplicar las tomas, y cuando se trata de servicios como los de riego, en los que se aprovecha la casi total capacidad del embalse, las tomas deben disponerse a diferentes alturas. De este modo empezarán a abrirse las más superficiales, y cuando éstas no rindan bastante caudal, se abrirán las que sigan en profundidad.

En este último caso, la toma de agua más profunda puede considerarse como desagüe de fondo; y siempre se coloca algo elevada sobre el punto más bajo del cauce, con el fin de dejar un cierto margen de capacidad a los sedimentos posibles, y porque el volumen que resulte inutilizado es relativamente escaso, pues de situar la toma inferior en el punto más bajo del cauce se aumentarían las dificultades de apertura con la mayor carga de agua y los sedimentos sin crecer apenas el volumen ganado en el embalse.

Fenómenos mecánicos y químicos que acompañan a las tomas de agua profundas. — Multiplicando las tomas, cuando el caudal a servir, que está, naturalmente, en relación con el volumen almacenado, no es grande, se consigue que aquéllas se abran a cargas de agua inferiores a 20 m. Pero al aumentar aquel caudal, para no exagerar las dimensiones y número de las tomas, hay que disponerlas para poderlas abrir a mayores cargas. Y al admitir velocidades del orden de 20 m/s o mayores, al producirse la estrangu-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lación de la vena líquida, en el tiempo que dure la apertura total de la compuerta de cierre o estando ésta parcialmente abierta (si sirve de regulación al caudal saliente) y ensanchamiento agua abajo de dicha vena, se determina una importante depresión, tanto mayor cuanto más grande va siendo el chorro y menor el espacio libre para la afluencia del aire exterior a lo largo del conducto que sigue al cierre. Cuando el agua va cerrando la sección de dicho conducto, el vacío que en un instante se forma junto a la compuerta es roto por la llegada brusca del aire exterior, venciendo la resistencia que el agua opone, y esto, repetido, ocasiona explosiones de agua, choques violentos, desperfectos y arrastres del material que forme el conducto. Estos fenómenos podemos calificarlos de mecánicos. Pero, además, se originan fenómenos químicos de corrosión de las partes metálicas análogos a los detallados en las turbinas, por efecto del desprendimiento del oxígeno disuelto en el agua al pasar ésta por una zona de depresión.

Los fenómenos mecánicos pueden explicarse en la forma siguiente: Si suponemos dos moléculas líquidas situadas al mismo nivel —una, en el vano de la compuerta; otra, al final de la galería, en el desemboque de ésta a la atmósfera—, si la compuerta está parcialmente abierta y deja un área de paso mitad que la de la galería, y si la velocidad de paso del agua por la compuerta (formándose vacío completo agua abajo de ella) es de 30 m/s, lo que representa una altura de agua de 46 m; siendo cero la altura debida a la presión, por suponer vacío absoluto junto a la compuerta, la suma de las dos alturas de velocidad y de presión será 46 m. En cambio, en la segunda molécula, que tendría una velocidad mitad, o sea 15 m, la altura debida a esta velocidad $\left(h = \frac{v^2}{2 \cdot g}\right)$ será 11,40 metros, y como junto a aquélla reina la presión atmosférica, cuya altura de agua equivalente es de 10 m, la suma de las dos alturas indicada en la segunda molécula es de $11{,}40 + 10 = 21{,}40$ m. Debiendo ser constante, según el teorema de Bernouilli, en régimen normal esta suma, resulta entre las dos cifras una diferencia de $46 - 21{,}40 = 24{,}60$ m, que ha de gastarse en choques, que son la causa de los desperfectos mecánicos.

Citemos lo ocurrido en los cierres primeramente dispuestos en la galería sur de la presa Roosevelt. Se colocaron tres series de dos compuertas de $3 \times 1{,}50$ m, como indica la figura 784. La de agua arriba era de seguridad y debía quedar siempre completamente abierta o cerrada, y la de agua abajo se abría parcial o totalmente, según el caudal que se deseara, de modo que servía de regulación. La cara de agua arriba de cada compuerta de seguridad podía ponerse en comunicación con la de agua abajo por medio de una tubería, en la que quedaba interpuesta una llave ("by-pass"). De este modo se podía equilibrar la presión hidráulica a que quedaba sometida la compuerta en ambas caras y se disminuía el esfuerzo necesario para elevarla. Para esto último, en una cámara inmediata-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mente por encima de las compuertas, las barras de éstas penetraban en cilindros, en los que ajustaban émbolos calados en las extremi-

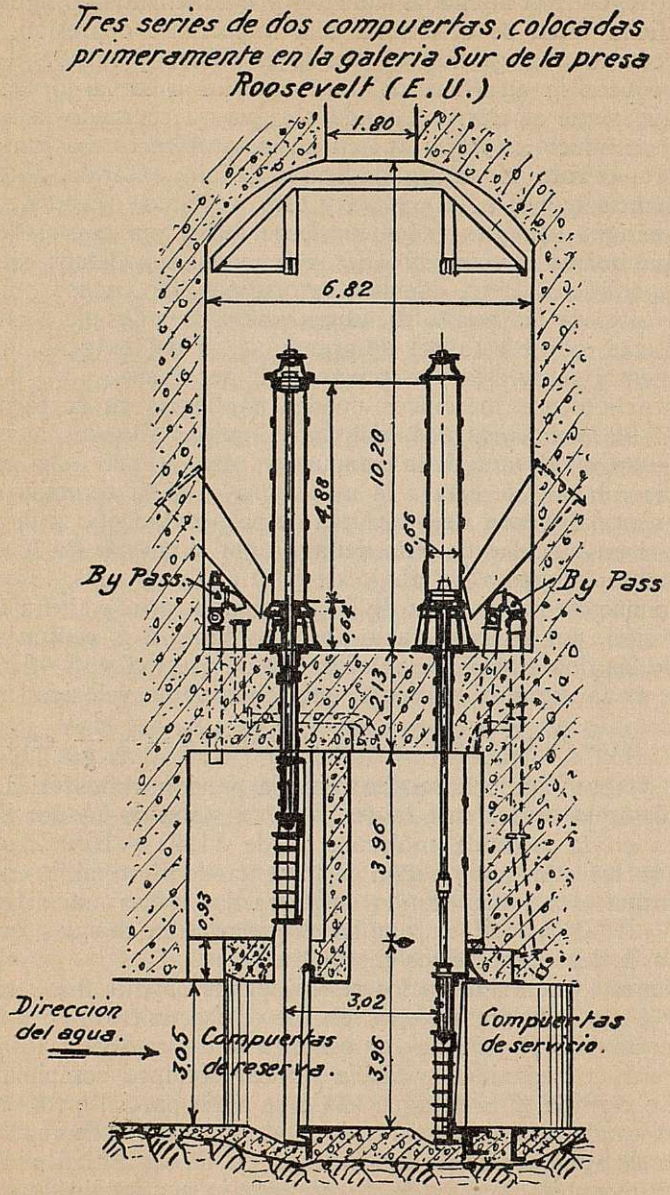


Fig. 784

dades de las barras, y la presión hidráulica, ejerciéndose en una cara u otra del émbolo, determinaba el movimiento de apertura o cierre.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se abrieron estas compuertas con carga de 27 m y se produjeron en ellas grandes destrozos. Se repararon éstos y se acorazó la galería. Se abrieron de nuevo las compuertas con carga de 36 metros, resultando nuevos y graves desperfectos, entre ellos la corrosión de parte del acorazamiento. Y en vista de ello se decidió abandonar las compuertas citadas, taponando las galerías, a través de cuyo tapón se instalaron dos tuberías por galería, de 1,35 m de diámetro, que se cerraban agua arriba con una compuerta de seguridad de deslizamiento, y al final de las tuberías que continúan a lo largo de la galería se colocaron válvulas equilibradas, de que nos ocuparemos a continuación.

Aducción de aire a las tomas. — De lo dicho se desprende la conveniencia de llevar aire exterior a todos aquellos puntos en que se pueda producir la depresión indicada, es decir, inmediatamente agua abajo de toda toma de agua que no desemboque directamente en la atmósfera; con ello se suprime o se aminora el vacío, y los fenómenos antes indicados no se presentan o tienen escasa importancia. Esta aducción de aire habrá de ser tanto mayor cuanto más carga de agua tengan las compuertas, y es frecuente que las tuberías de aducción tengan diámetros de 30 a 40 cm. En la toma de la presa de Davis Bridge (*E. N.-R.*, 1924, primer semestre, página 144) el tubo de aducción de aire tiene 1,20 m de diámetro. De la velocidad con que el aire acude a llenar dicho vacío da idea el accidente ocurrido en la presa de Elephant Butte, y que se cita en *Les Grands Barrages en Maçonnerie aux Etats Units*, de M. Desgove (pág. 65), ocurrido en 1917: dos hombres que pasaban por la galería a donde desembocaba el conducto de aspiración fueron arrastrados por la succión de aire y precipitados contra la rejilla, y sus cadáveres no pudieron ser retirados de ésta hasta después del cierre de las compuertas.

Conveniencia de dos cierres en cada toma. — Si cada toma quedase controlada sólo por un cierre, un desperfecto ocurrido en éste inutilizaría aquélla. Si la toma no pudiese abrirse, no cumpliría su fin. Si, estando abierta, no pudiera cerrarse, saldría inútilmente agua del embalse. Esto se evita colocando en cada toma dos cierres en serie. Uno, el de agua arriba, que se llama de seguridad, y que en explotación normal debe quedar o completamente cerrado o abierto; y otro, el de agua abajo, de regulación, que puede quedar parcialmente abierto. Los dos cierres con mecanismos dispuestos para poderlos mover con la máxima carga de agua supuesta.

Si ocurre una avería en el cierre de seguridad, quedando calado el de regulación, y por medio de un *by-pass* que comunique la cara de agua arriba de aquél con la cámara que quede entre los dos cierres, se equilibran las presiones en las dos caras del de seguridad, y habrá más facilidad para levantar o bajar éste. Si la avería ocurre en el cierre de regulación, se puede bajar el de seguridad y dar salida al agua entre los dos por otro *by-pass* y entrar a revisar aquél.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se puede prescindir de doble cierre en aquellos casos en que las tomas son multiples, en que unas pueden suplir a las otras; y en el caso en que el que quede una de ellas sin poderse cerrar y saliendo agua por ella no tenga importancia, por tener que dejar correr agua abajo de la presa un caudal de agua superior al que pueda pasar por dicha toma averiada. El punto de colocación de los cierres puede ser: o junto o cerca del paramento de agua arriba o de agua abajo, o en punto intermedio. A los efectos de dejar libre acceso a la tubería que atraviese la presa, para corregir cualquier desperfecto en ella y las filtraciones que puedan presentarse por su contorno, es conveniente colocar el primer cierre junto al paramento de agua arriba. Esta situación es particularmente aconsejable en ríos torrenciales en los que se originen sedimentos que puedan llegar a taponar la tubería en la época en que están los cierres calados, y luego, al abrirlas, no se consiga por dicho taponamiento el paso del agua.

Pero con el cierre junto al paramento de agua arriba los mecanismos elevatorios hay que colocarlos o en lo alto de la presa o en la galería, en el interior de ésta. La primera solución es corriente, pero costosa. La segunda lo es menos; pero dicha galería si, para el fácil manejo de los mecanismos, se hace amplia, debilita la presa. Las dos soluciones se adoptan.

La solución de los cierres junto al paramento de agua abajo da facilidad de acceso a ellos y bajo coste. Se adopta esta última ubicación muchas veces para el segundo cierre, el de regulación, y tiene además la ventaja en los servicios en que el agua vierte al cauce, que, descargando en la atmósfera, no se forma depresión.

Rejillas ante las tomas. — Es preciso evitar la entrada de cuerpos que, arrastrados por el agua, pueden ser una dificultad para el cierre de las tomas. Estos cuerpos pueden quedar acodados junto a ella y, al ser solicitados por la velocidad de las aguas, determinar esfuerzos que tiendan a producir desperfectos. Esto se evita, como indicamos al tratar de las tomas de agua para las turbinas, en canales de nivel libre, colocando rejillas.

Pero las circunstancias de unas y otras rejillas son diferentes. En las de los canales, aquéllas quedan a pocos metros por debajo del nivel del agua y pueden ser fácilmente limpiadas y revisadas, mientras que en las tomas de agua de las presas de embalse quedan las rejillas a mucha profundidad, y si bien en algunas tomas, como las más superficiales de las de riego, quedan al descubierto cuando desciende el nivel de aguas por debajo del que ellas ocupan, en las más profundas de éstas y en las de toma de agua para centrales hidroeléctricas quedan en explotación normal, siempre cubiertas por el agua, lo que origina dificultad de limpieza y revisión.

Por ello conviene en estos casos dar a la rejilla una gran superficie de paso de agua, para que la velocidad de ésta que la atraviese sea escasa, y al llegar el cuerpo extraño arrastrado por el agua ésta no tenga fuerza dinámica suficiente para determinar su adherencia a la rejilla y el cuerpo detenido acabe por caer al fondo, o aunque se

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

adhiera, merme escasa superficie a la rejilla para el paso del agua y pueda ésta atravesarla sin aumento grande de velocidad.

Las rejillas ante las tomas suelen consistir en una estructura de sostén de hormigón armado con vigas fuseladas, para disminuir la pérdida de carga por contracción. Esta estructura divide el claro total en varios parciales, que se cierran con pletinas de hierro. Para aumentar la superficie de la rejilla, la estructura puede hacerse en saliente ante la toma, formando un prisma de generatrices verticales, y en cada una de las caras va la rejilla. Otras veces se abocina la embocadura de la toma para conseguir en la intersección con el paramento de ésta la superficie que se considere necesaria. Otras veces la rejilla comprende, como en el caso de Davis Bridge, toda la profundidad de agua (fig. 802).

Se aconsejan velocidades inferiores a 1 m por segundo para el agua a través de la rejilla. Creager (*Hidroelectric Handbook*, 1927, página 291) indica: velocidad con nivel normal de agua, considerando como superficie toda la de la rejilla, con espacios libres y llenos, inferior a 0,55 m/s. Velocidad con nivel mínimo de las aguas inferior a 0,60 m/s. En las tomas de la presa de Owyhee se han admitido las velocidades siguientes de paso a través de las rejillas:

Para 15 metros de carga de agua..	0,70 m/s
» 30 ídem íd.....	0,90 »
» 45 ídem íd.....	1,20 »
» 60 ídem íd.....	1,40 »
» 90 ídem íd.....	1,50 »

La estructura de hormigón de la rejilla debe calcularse con fortaleza suficiente para resistir la presión del agua suponiendo sostenga una rejilla que se impermeabilice completamente; es decir, como si soportara una pantalla o compuerta con presión total de agua en la cara de agua arriba y la atmosférica en la de agua abajo. La rejilla propiamente dicha no debe someterse a cálculo tan riguroso, por la improbabilidad de que el fenómeno ocurra, y de ocurrir, se cambiaría la rejilla deteriorada, sin tener que hacer lo mismo con el sostén de hormigón armado.

En cuanto a los claros de las rejillas, como el objeto de éstos es evitar la entrada de cuerpos relativamente grandes, bastará que los claros sean de 10 cm o más. En las tomas de la presa de Owyhee las pletinas son de 150 × 22 mm, quedando distanciadas 150 mm. Cuando las tomas son para central hidroeléctrica, la dimensión de los claros la ha de dar la fábrica de las turbinas, y será seguramente menor que la indicada; en el Esla, por ejemplo, es de 80 milímetros.

En algunas instalaciones de tomas para salto se disponen dos rejillas: una, primera, de mallas anchas, y otra, segunda, de más estrechas; pero lo corriente es disponer sólo una.

Cuando las rejillas no queden nunca al descubierto conviene

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

colocarlas de manera que se puedan elevar para limpiarlas y repararlas. En este caso, y cuando no se pueda suprimir el paso del agua, hay que disponer ranuras por donde pueda descender y colocar otra rejilla mientras se eleva la primera.

Tipos de cierres de tomas de agua.— Son múltiples los empleados: compuertas deslizantes o con disposición de rodadura, llaves-compuertas, válvulas-mariposa, compuertas Taintor, compuertas cilíndricas, válvulas equilibradas y válvulas de aguja.

Las compuertas deslizantes son sencillas en su disposición y manejo; por ello se han empleado mucho, y aun se emplean, si bien tienen los inconvenientes que hemos indicado para en caso de apertura parcial, estando, pues, expuestas a más fácil deterioro. Por otra parte, exigen más esfuerzo de elevación que otros tipos que luego indicaremos.

En esencia, son iguales a las compuertas de igual tipo de las que nos ocupamos antes, salvo la mayor resistencia que han de tener por estar sometidas a mayor carga y los mayores cuidados en su proyecto y ejecución por los mismos motivos. Así, estando expuestas a vibraciones, conviene que las tuercas queden bien sujetas con doble tuerca o pasadores de seguridad para que dichas vibraciones no aflojen aquéllas. Las guarniciones de impermeabilidad deben ser perfectamente planeadas para conseguir dicha condición. Para atenuar la movilidad por las vibraciones conviene que la dimensión vertical de las compuertas sea mayor que la horizontal, y así quedarán mejor guiadas. Además, en el caso de que el esfuerzo para mover la compuerta se ejerza sólo en un punto de ella, por intermedio de una sola barra o tornillo, el punto de unión de ésta con la compuerta debe hacerse en el centro de gravedad de ella, para evitar tendencia al acodalamiento, o hacer coincidir, por medio de rígida unión, la barra con la vertical que pase por dicho centro de gravedad. El esfuerzo necesario para mover la compuerta está dado por la fórmula que ya se indicó:

$$F = H \cdot A \cdot K + W \quad \text{para el ascenso}$$
$$F' = H \cdot A \cdot K - W \quad \text{para el descenso}$$

en las que F y F' indican el esfuerzo en toneladas; A, la superficie de la compuerta en metros cuadrados; H, la carga de agua en metros; W, el peso propio de la compuerta, y K, un coeficiente, que, como ya dijimos, si las dos superficies rozantes son de bronce, se puede fijar en 0,45. En explotación normal, iniciado el movimiento de la compuerta, este coeficiente es menor, y llega hasta 0,10. Pero hay que prever el caso de mucho tiempo de inmovilidad, que determina aumento de dicho coeficiente. El máximo esfuerzo no corresponde al comienzo del movimiento, sino a un cierto grado de apertura de la compuerta, en que se añade a la presión hidráulica directa la depresión que se origine detrás de ella.

Conviene calcular los mecanismos elevatorios con mucha mul-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tiplicación para que puedan manejarse a mano, aun cuando se disponga para ello también de motor, a fin de que el trabajo humano pueda realizarse con relativa facilidad. Hay que tener en cuenta que las presas suelen quedar alejadas de los centros de población y que no es fácil, corrientemente, el disponer de más operarios que los adscritos a la explotación normal.

Cuando los mecanismos elevatorios se disponen en la coronación de la presa, la transmisión de la fuerza necesaria se hace por intermedio de barras, y en el descenso, en el caso que F' sea positivo, si estas barras no están guiadas por cojinetes intermedios a conveniente distancia, según la magnitud de F', se puede originar el pandeo de las barras si no tienen suficiente sección.

Compuertas de uno de los desagües de la presa de Shoshone.

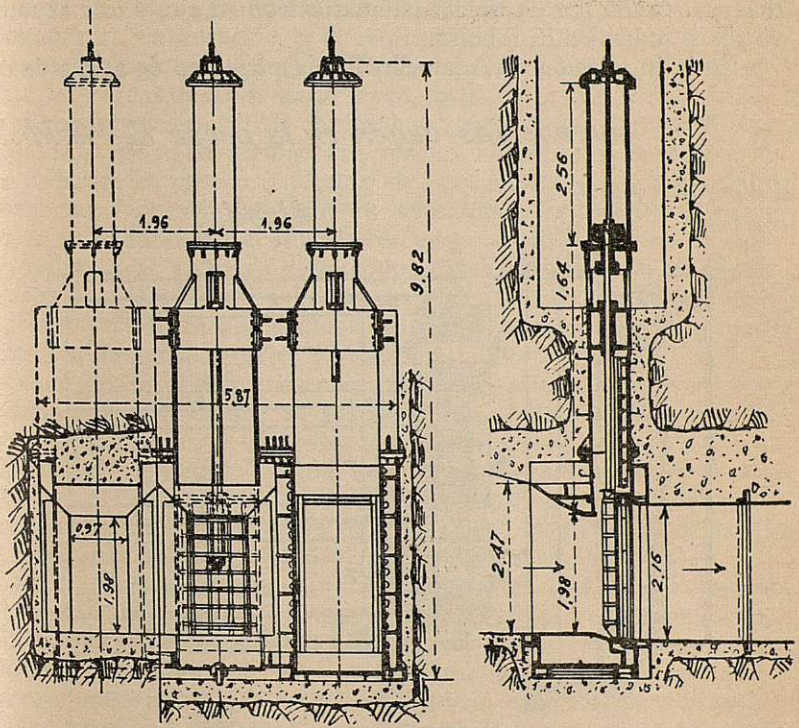


Fig. 785

La figura 785 representa las compuertas, en número de tres, colocadas en uno de los desagües de la presa de Shoshone, con carga de agua de 65 m. Sus dimensiones son 1,98 × 0,97 m. Estas compuertas se mueven por cric hidráulico, consiguiéndose la presión que determina la elevación del émbolo del crie, al que va uni-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

da la compuerta, por medio de agua elevada a un tanque por bombas movidas, primero, por motor de gasolina, de 15 CV; luego, por una turbina. Estas compuertas, que para su empleo con cargas de agua elevadas tienen los inconvenientes ya reseñados, especialmente cuando no hay aducción de aire, y que pueden emplearse para cargas menores de 20 m, tuvieron en Shoshone algunas averías, y se determinó el dejarlas como compuertas de seguridad, colocando agua abajo de ellas válvulas equilibradas para regulación (*High-Pressure Reservoir Outlets,* by Gaylord and Savage, 1923).

Como ya dijimos al tratar de las compuertas de los canales, a fin de aliviar el esfuerzo necesario para el movimiento de ellas se suelen dotar de disposición de rodadura (compuertas vagón, Oruga, Stoney, Sernit, etc.). La figura 786 representa una de las compuertas de Marklissa, para cargas hasta 13 m, cerrando vanos de 2,50 × 1,60 m, y cada una lleva seis pares de ruedas, de 0,35 m de diámetro; cada par de ruedas, solidarias con su eje, y éste se mueve sobre rodamientos a bolas.

En la instalación de Adamello (Italia), la toma de aguas de di-

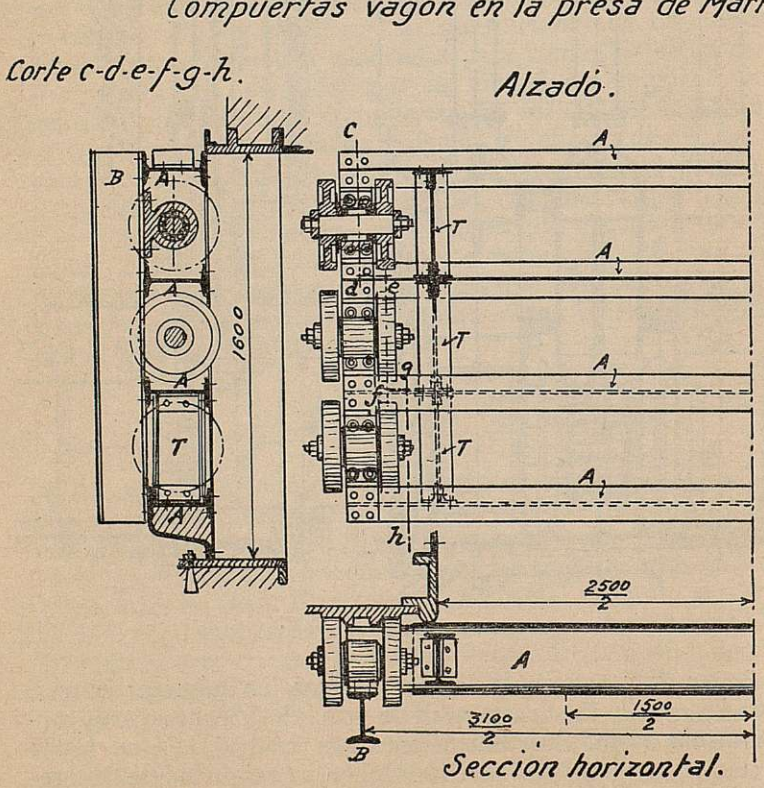


Fig. 786

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cho lago se hace a una profundidad máxima de agua de 45 m, y la galería de toma, de 1,80 m de diámetro, se cierra con una compuerta, en la que, en posición de cierre, se aplica la guarnición de la compuerta sobre la del marco; pero al iniciarse el movimiento de apertura el esfuerzo de tensión de los cables de maniobra mueven primero unas palancas, que por medio de sus ejes excéntricos separan las guarniciones antes indicadas, a la vez que aplican el tablero sobre unos rodillos, y al continuar el esfuerzo de tensión de los cables se inicia el movimiento de rodadura (folleto especial de la Casa Escher Wyss, *L'Installation d'Adamello,* y *Dighe,* de Scimemi, pág. 383).

En algunas instalaciones se han empleado para estos cierres compuertas Stoney. Ya indicamos el mal resultado que dieron los de la presa de Roosevelt. Sin embargo, instalación análoga llevada a efecto en la presa de La Peña, con tres series de dobles compuertas, 2,80 × 1,20 m y carga de agua de unos 30 m, ha dado buenos resultados (*Comunicación a la Asociación Española para el Progreso de las Ciencias,* Congreso de Cádiz, tomo X, pág. 87, y *Proyecto de compuertas y toma de agua para el pantano de La Peña,* por Severino Bello, 1912). Estos han de depender, naturalmente, de la carga de agua, tiempo que queden abiertos los desagües, si esta apertura es parcial o total, y de disposiciones especiales de la instalación. No cabe duda que en las compuertas Stoney, al recorrer doble camino que el tren de rodillos y quedar éstos en la posición extrema de apertura de la compuerta por debajo de su borde, si no se le defiende contra la erosión y si no se da entrada de aire en cierre parcial, dichos rodillos han de estar expuestos a desperfectos por erosión, arrastre y corrosión.

También están indicadas para estos cierres las compuertas Oruga y las Sernit, a las que ya nos referimos al tratar de los canales. En la presa Cushman (*Engineerings News-Record,* 14 abril 1927, página 608) la toma de agua para la central se verifica por dos compuertas Oruga de 2,10 × 3,60 m, con *by-pass,* y pudiéndose abrir con 42 metros de carga de agua; pero, equilibrándose antes las presiones, no hay peligro alguno en el funcionamiento.

En muchas presas se han verificado estos cierres con llaves-compuertas, como en las presas de Sanchez (E. U.), Marklissa, Solinger (Alemania), Torina (España) y otras. Unas veces estos cierres quedan situados en el origen del conducto, y sus mecanismos son manejados desde su coronación o desde la cámara especial habilitada en la presa; y otras veces se sitúan junto al paramento de agua abajo. De los dos casos pondremos ejemplos al tratar de la ubicación de las tomas.

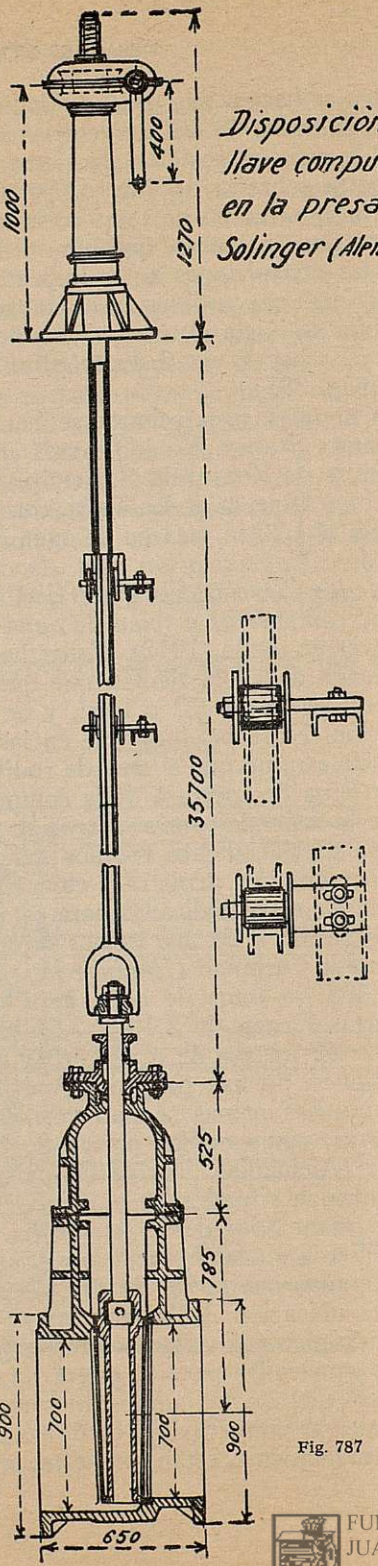
Esencialmente las llaves-compuertas tienen disposición análoga a las empleadas para el cierre de tuberías, de las que ya nos ocupamos. Cuando los mecanismos elevatorios quedan situados en la coronación, como indica la figura 787, las barras de transmisión de movimiento están expuestas al pandeo, y, para evitar ex-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cesiva sección de dichas barras, conviene guiarlas, como se indica en dicha figura, por rodillos colocados en consolas. Otras veces, en que el husillo queda junto a la llave-compuerta y la transmisión del movimiento se hace desde la coronación, las barras están sometidas, además, a esfuerzos de torsión.

Estas llaves - compuertas están expuestas a la erosión y corrosión que antes indicamos, para velocidades grandes de paso de agua, y no son recomendables para cierres de regulación, y menos con cargas de agua superiores a 15 m, y aun menos si no hay aducción de aire. Además, aun cuando la posición de la compuerta sea, como en las de seguridad, de completa apertura o cierre, si la toma de aguas es para central hidroeléctrica, se determina una pérdida de carga importante por los remolinos que se forman en las ranuras. No se prestan, además, a tamaños mayores de un metro de diámetro.

Las llaves-mariposas, en cambio, por su robustez y escaso esfuerzo necesario para su movimiento, son muy empleadas como cierre de seguridad, especialmente en las tomas para centrales hidroeléctricas. De ellas hicimos algunas indicaciones al tratar de cierres de tuberías, y citamos el *record* de estas llaves en la instalación Conowingo, en la que se emplearon con diámetro de 8,10



Disposición de llave compuerta en la presa de Solinger (Alemania)

Fig. 787

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

metros. No dan cierre tan impermeable como otros tipos; pero en muchas ocasiones esto no tiene importancia, por ir acompañadas de otras que dan impermeabilidad, o por no exigirse tal condición y poder alejar fácilmente con llave de purga el agua filtrada, dejando seco el conducto de agua abajo. En la presa de Cushman se han empleado válvulas-mariposas de 2,40 m de diámetro, acompañando a una válvula de aguja, en un desagüe de fondo. También en las tuberías de toma para la central se han colocado válvulas de aquel sistema de 2,70 m de diámetro. En la toma de Davis Bridge se emplearon dos válvulas de este mismo tipo, de 2,40 m, figura 802. (*Engineerings News-Record,* 1924, primer semestre, pág. 144.)

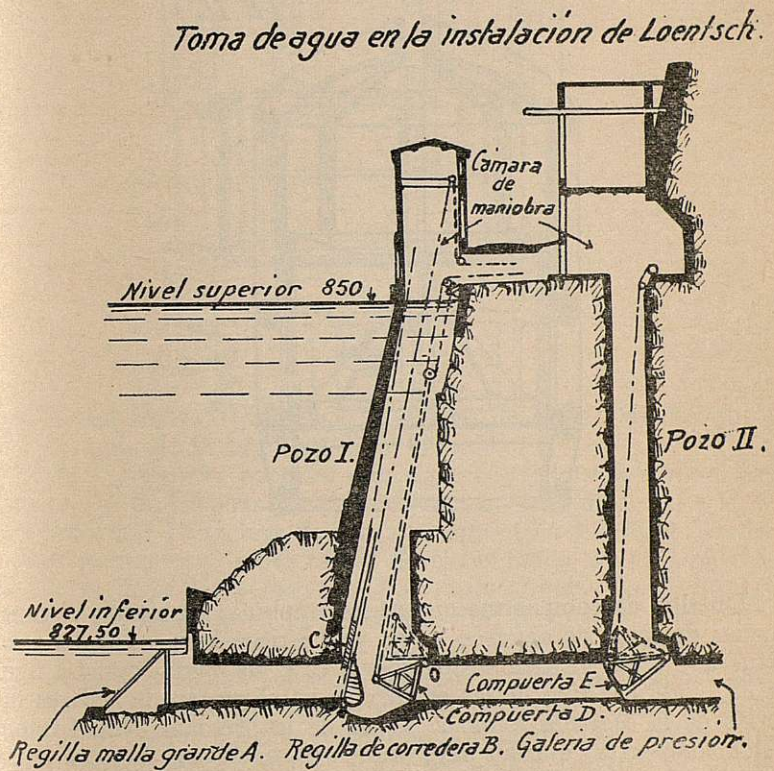


Fig. 788

Excepcionalmente se emplean en estos cierres compuertas Taintor, ya descritas al tratar de presas móviles. Nunca se fía a ellas solamente la impermeabilidad del cierre, sino que sirven de compuertas de seguridad. Así, en las instalaciones de Loentsch y Fadalto (lago Santa Croce, Italia) se han empleado disposiciones análogas a la que representa la figura 788. Hay primero una re-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

jilla *A* de malla grande; otra *B* de malla fina, y que puede elevarse para su limpieza; una compuerta *C* que desciende por su peso, y que puede ser maniobrada cuando las presiones se equilibran, y sirve para ataguiar y poder reconocer las compuertas *D* y *E*; una compuerta *D* giratoria alrededor de un eje horizontal *O*, y una compuerta Taintor *E*, que puede ser accionada en carga por cable desde el pozo II.

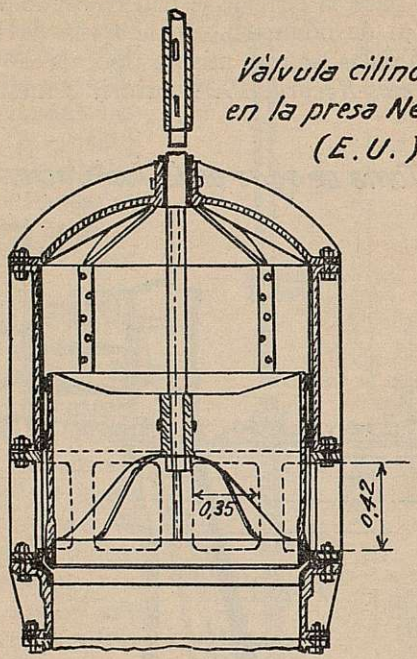


Fig. 789

Un tipo de compuertas que se ha empleado en ciertas circunstancias de toma de agua en torre, y que tiene la ventaja del poco esfuerzo necesario para su maniobra, es el de cilíndricas. La figura 789 indica el tipo de las empleadas en el origen de las tres tuberías de la segunda toma de aguas de la presa de New-Croton. Estas compuertas quedan bajo una carga de 29 m. El agua entra a través de ocho ventanales, de 0,35 de ancho y 0,42 de altura, en el origen de tuberías de 1,20 m de diámetro. En estas compuertas, por ser de revolución, las presiones hidráulicas quedan equilibradas entre sí, y para elevar aquéllas hay que vencer sólo su peso y el rozamiento en las guías. Una compuerta de este tipo se instaló en el fondo de la torre de toma de la presa Lahontan (figura 794).

El tipo que indica la figura 790 es más reciente. En él la cubierta de metal de las anteriormente citadas se reemplaza por una

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

torre de hormigón que surge por encima del máximo nivel de las aguas. Esta disposición permite instalar más de una compuerta en la misma torre, haciendo tomas a diferentes alturas, y pasando el agua de la toma superior por el interior de la válvula de la toma

Válvula cilíndrica en el interior de Torre de fábrica.

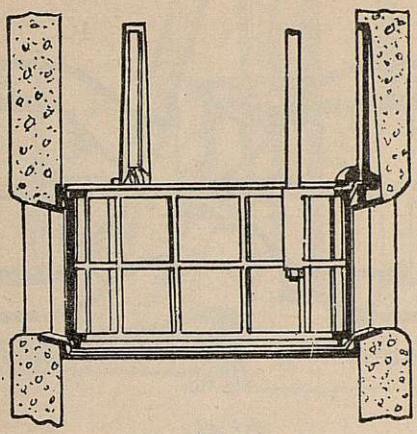


Fig. 790

inferior. La figura 795 indica el empleo de estas válvulas en la toma de agua de la presa de Mac Donald.

Se han empleado, además, esta clase de compuertas cilíndricas en las presas de Elephant Butte (con escasa carga de agua) y la de Sherburne, con 16 metros de carga de agua (pueden verse detalles de estas compuertas, como de las de Lahontan y las de Mac Donald, en el libro *High-Pressure Reservoir Outlets,* de Gaylord y Savage, ingenieros de Réclamation Service, E. U.).

Al ocuparnos del cierre de tuberías hicimos referencia a la válvula equilibrada tipo Johnson, que se representa en la figura 382. Este tipo y sus similares, de los que daremos ligera indicación, se llaman equilibradas porque, en sentido normal al eje, todas las presiones quedan contrarrestadas entre sí, y en el sentido de aquél, por medio de la misma presión hidráulica, se vence la resistencia que opone la válvula para su cierre o apertura.

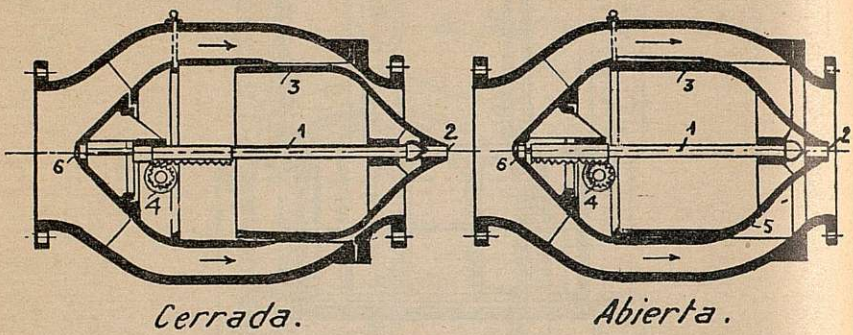
Estas válvulas proporcionan fácil paso al agua sin cambios bruscos de dirección y, por lo tanto, con escasa pérdida de carga; dan completa impermeabilidad, su manejo es muy sencillo y se requiere escaso esfuerzo, pudiendo mandarse a distancia.

Ya se indicó el principio en que se funda la que representa la figura 382. La 791 representa otro tipo de válvula Johnson más perfeccionado. Su funcionamiento se regula por la aguja 1, que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

permite poner en comunicación la parte interior del pistón 3 con agua abajo a través del agujero 2. La aguja 1 se mueve por intermedio de una cremallera y piñón 4, cuyo eje sale de la válvula y puede manejarse a mano o mecánicamente. El pistón 3 tiene un diámetro exterior bastante mayor que el área del círculo del asiento sobre el cuerpo fijo de la válvula. Por el agujero 6 penetra el

Válvula equilibrada cilíndrica tipo Johnson L.



Cerrada. Abierta.

Fig. 791

agua a la presión de la tubería. Si está cerrada la válvula con la aguja 1, obturando el agujero 2, reina en el interior la presión de la tubería y el pistón queda solicitado por dos fuerzas: una, correspondiente a la presión interior, ejerciéndose sobre toda el área de su sección transversal interior, que tiende a mantener cerrado el pistón, y otra, que corresponde a la presión de agua abajo sobre el área del círculo de asiento del pistón, que tiende a abrirlo. Vence la primera fuerza a la segunda, y el pistón permanece cerrado. Pero si se abre el agujero 2, como su diámetro es mucho mayor que el agujero 6, disminuye la presión en el interior del pistón y éste se abre. Si se coloca la aguja en una cierta posición intermedia entre la total apertura y el completo cierre, el pistón se detendrá en posición de parcial apertura; porque, al abrirse el agujero 2, se abre el pistón; pero, si éste llega a cerrar dicho agujero, entonces el pistón tiende a cerrarse y se llega así a la posición de equilibrio.

Fundándose en principios análogos se construyen otros tipos de válvulas. La figura 792 indica en esquema una colocada, entre otras presas, en los desagües de la de Arrowrock, junto al paramento de agua arriba. El fundamento de ella consiste en un pistón cilíndrico que tiene un extremo puntiagudo *A* para guiar los filetes líquidos; sobre esta superficie de revolución de generatriz curva se ajusta una guarnición que asienta en otra fija en la parte inmóvil de la válvula. El otro extremo del pistón tiene un saliente anular o anillo *B* de mayor diámetro que el resto de la parte

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cilíndrica del émbolo. Este puede moverse dentro de un cilindro fijo *C*, que tiene un diámetro interior escasamente mayor que el

Válvula equilibrada del tipo colocado en Arrowrock.

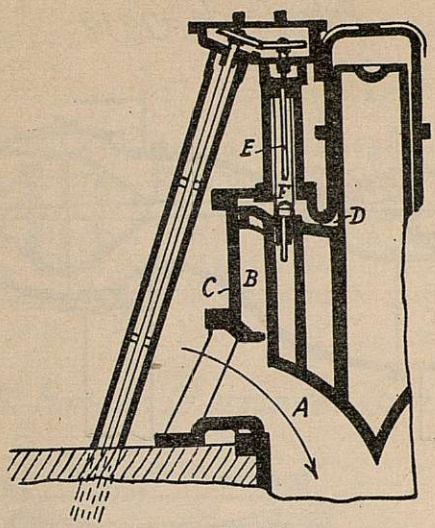


Fig. 792

anillo citado *B*. La cámara posterior *D*, que queda entre el émbolo y el cilindro, tiene comunicación con un tubo de desagüe *E*, formado por un manguito, móvil por medio del engranaje que se indica en la figura. Este manguito, si queda separado de su asiento, pone en comunicación la cámara *D* con el exterior, y como sale más agua por *E* que entra por el huelgo del anillo *B*, disminuye la presión en dicha cámara *D*. Si queda aplicado el manguito *F* sobre su asiento, incomunicando la cámara *D* con el exterior, reina en ésta la presión de *B*. Análogamente a lo que indicamos con la válvula Johnson, al cerrarse *F* se inicia el cierre de la válvula, y continúa éste si se sigue el movimiento de cierre del manguito *F*, y al contrario.

Otro tipo de válvula, muy empleado especialmente en el extremo de agua abajo de los conductos de desagüe desembocando al aire libre, es la de aguja, que se representa en la figura 793, análoga a los cierres de los inyectores de las turbinas Pelton. En dicha disposición el movimiento está mandado por un cric hidráulico. Del mismo modo podría disponerse motor eléctrico, pequeña turbina, o multiplicación de engranajes para manejarlo a mano. Y es buena previsión el que exista este último procedimiento, aun con el movimiento mecánico, para mayor seguridad de la maniobra.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tanto las válvulas equilibradas como las de aguja reúnen indudables ventajas sobre las demás; pero su coste es muy grande, y esto determina, especialmente en Europa (las patentes son americanas), la escasez de su empleo.

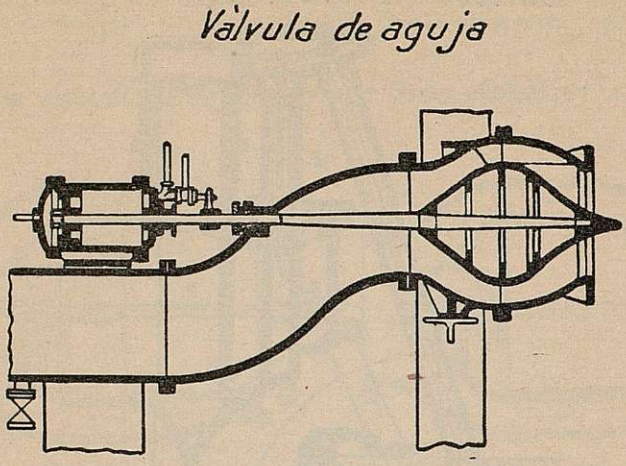


Fig. 793

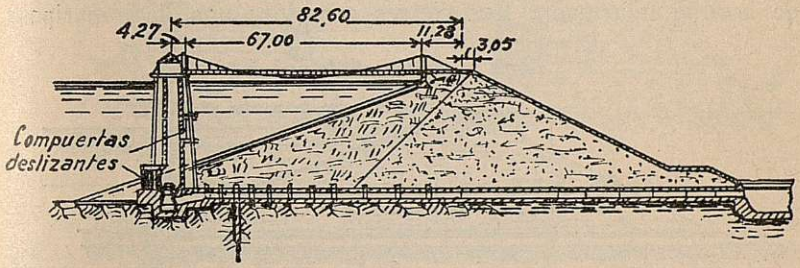
Ubicación de las tomas.—Cuando el embalse es producido por presas de tierra o de escollera, las tomas se sitúan en torres separadas de éstas, en cuya parte superior se colocan los mecanismos y a donde se accede por una pasarela, que la une a la coronación de aquélla o a la ladera. Los conductos que comunican la parte inferior de la torre con agua abajo de la presa, unas veces atraviesan ésta y otras van por galería abierta en la ladera, siendo preferible esta última disposición por las razones apuntadas al tratar de las presas de tierra, de posibilidad de filtraciones en la superficie de unión, que pueden determinar la rotura de aquéllas.

En las presas de fábrica las tomas se hacen, o a través de ellas, o por la ladera en galerías especiales, o aprovechando las anteriormente establecidas para desviación de las aguas. Los conductos atravesando la presa constituyen, evidentemente, una debilitación de ésta al romperse con ellos su homogeneidad, y en relación aquélla con el diámetro de los conductos y número de éstos. Estos aligeramientos pueden dejarse sin revestimiento especial, y entonces se modificaría el régimen elástico de la presa en la proximidad de ellos, aumentándose la pendiente de las líneas elásticas, teniendo éstas una disposición análoga a la de las líneas equipotenciales de un campo eléctrico perturbado por círculos de distinta conductibilidad. Cuando los conductos son de diámetro relativamente escaso, inferior, por ejemplo, a 2 m, dejando espacios macizos de bastante mayor dimensión y situados a niveles que no determinen

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gran carga en la fábrica, no hay inconveniente en que los macizos absorban la carga que corresponde a los vanos, pues siempre la máxima en aquéllos quedará por debajo del límite máximo admitido. Pero si los vanos son de gran diámetro y a nivel en que la carga resultante en la fábrica sin aligeramientos alcance un valor elevado, no habiendo procedimiento satisfactorio para determinar la máxima carga que en los macizos resulte con la presencia de los aligeramientos, es solución de prudencia el hacer un revestimiento de hormigón armado capaz de absorber las cargas que a él lleguen sin alterar las líneas elásticas calculadas, como si la presa fuere enteramente maciza. Las tuberías de mayor diámetro que conocemos son las de la presa de Don Martín, de 6 m de diámetro con carga de 27 m; las de Eguzon, de 4,25 m, con carga de 23 m. En la presa de Esla, de 3,60 m, con carga de 50 m y distantes entre ejes 8,50 m. Las tuberías de desagüe de fondo, en esta última, serán de 1,70 m y con mayor carga que la antes citada.

Torre de toma en la presa de Lahontan.



Detalle de la Torre de toma - Presa de Lahontan.

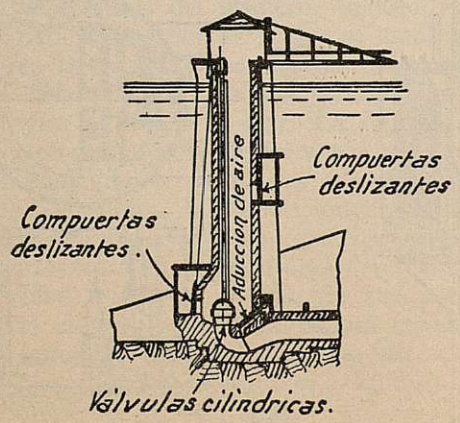


Fig. 794

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 794 indica la torre de toma de la presa de tierra de Lahontan, de 40 m de altura. Por dos series de compuertas deslizantes, situadas cada serie a diferente altura, entra el agua al interior de la torre. En el fondo se comunica ésta con el conducto

Torre de toma de la presa de Mc Donald.

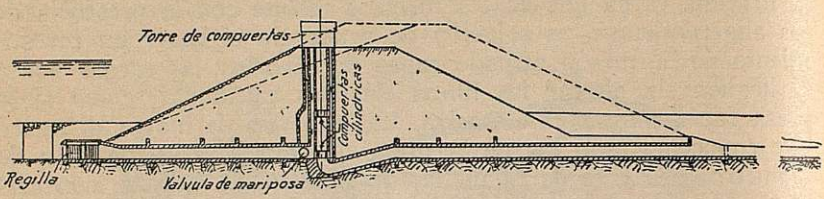
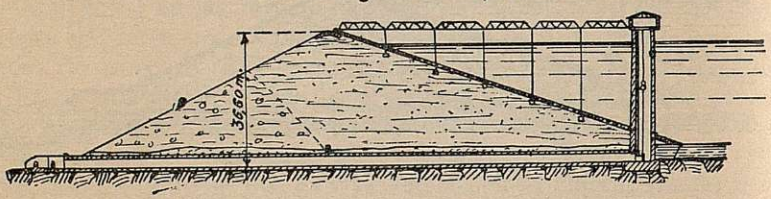


Fig. 795

que atraviesa la presa, y esta comunicación se cierra con una válvula cilíndrica.

La figura 795 representa la toma de aguas en la presa de tierra de Mac Donald, de 18 m de altura, que se elevará a 22. La torre queda formada por dos superficies cilíndricas concéntricas de hormigón armado. Los cierres son dos: una llave-mariposa,

Toma de aguas en la presa Sanchez.



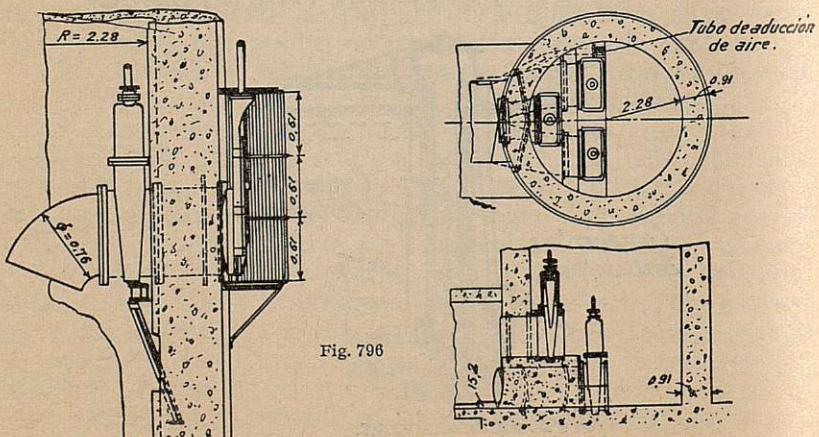


Fig. 796

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

colocada en el conducto de toma junto a la base de la torre; abierto este cierre entra el agua en el espacio entre dichos cilindros. En el cilindro de menor radio ajustan unas válvulas situadas a alturas diferentes, y que, según su posición, dan ingreso o lo cierran al agua en el indicado cilindro, y de éste pasa el agua al conducto que la lleva al exterior.

La figura 796 indica la torre de toma y detalles de la de la presa de Sanchez (E. U.), de 36,60 m de altura. La entrada de agua a la torre se consigue con 8 tubos, situados a diferentes alturas, cerrados con llaves-compuertas. La comunicación de la torre con el conducto de desagüe se efectúa también por 3 llaves-compuertas.

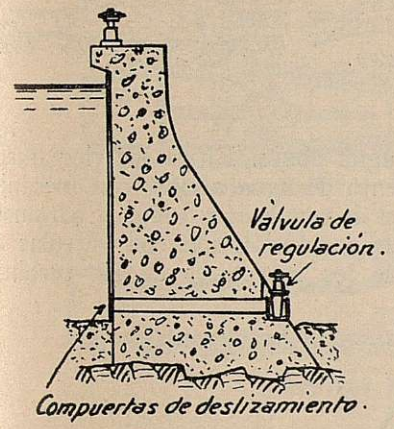


Fig. 797

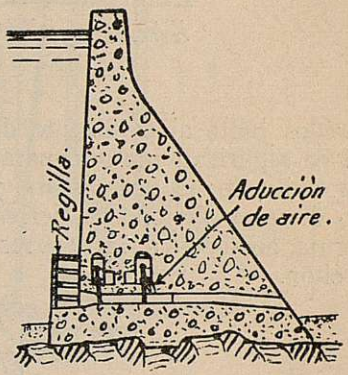


Fig. 798

La figura 797 da una disposición de cierre en presa de fábrica: uno con compuerta deslizante (cierre de seguridad), junto al paramento de agua arriba, al que conviene añadir *by-pass* y aducción de aire, y otro de regulación, junto al paramento de agua abajo. Los mecanismos del primero, colocados en la coronación de la presa. Esta disposición es la que se empleó, entre otras muchas presas, en la de Marklissa. Detrás de la compuerta de regulación, en el caso de no desembocar al aire libre, conviene disponer una enérgica aducción de aire. La figura 798 representa un doble cierre con compuertas deslizantes y mecanismos situados en cámaras habilitadas en la presa, con aducción de aire.

La figura 799 indica la disposición empleada en la presa de Elephant Butte. El agua llega a un pozo a través de dos compuertas de deslizamiento situadas a alturas diferentes. Estas compuertas de seguridad quedarán en una de sus posiciones extremas. Desde el pozo el agua sale al exterior a través de dos válvulas equilibradas, situadas también a alturas diferentes, provistas de aducción de aire. Estas válvulas son asequibles en virtud del cierre de las compuertas de seguridad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 800 se refiere a dos desagües a través de la presa, con doble cierre cada uno. En el superior los dos se encuentran

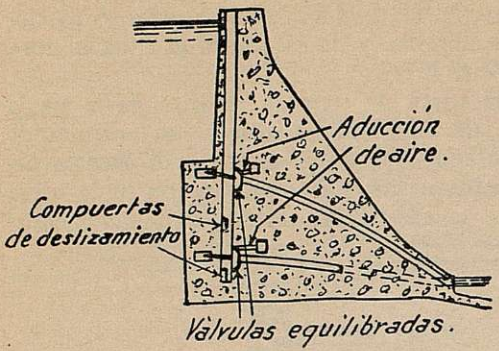


Fig. 799

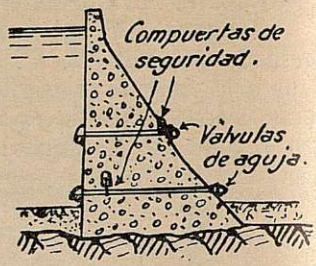


Fig. 800

unidos junto al paramento de agua abajo. En el inferior queda el de seguridad junto al paramento de agua arriba, con mecanismos situados en una cámara, y el de regulación, junto al paramento de agua abajo. Los cierres de regulación son con válvulas de aguja, análogos a los cierres de los inyectores de las turbinas Pelton.

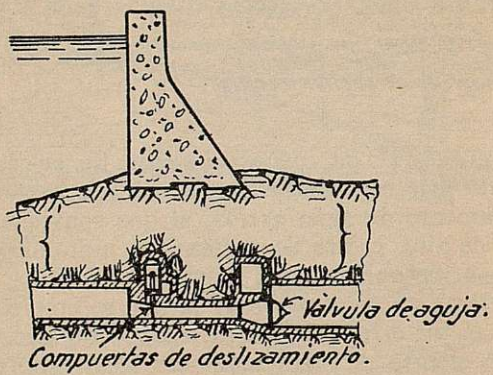


Fig. 801

La figura 801 indica un desagüe por galería en la ladera con doble cierre: el de seguridad, con compuerta deslizante manejada desde una cámara, y el de regulación, con válvula de aguja, que no necesita aducción de aire si el nivel de aguas con apertura total y máxima carga no llega a llenar la galería, y que la necesita en caso contrario.

Otros ejemplos de tomas de agua.—La figura 802 representa la toma de aguas de la presa de tierra de Davis Bridge (E. U.), para la central situada a unos 4 000 m. Consiste en una torre de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

hormigón de 6 m de diámetro, que queda a unos 90 m agua arriba de la presa. Tiene 35 m de profundidad. El interior de la torre queda en seco y sirve para dar acceso a las cámaras de manejo de dos válvulas-mariposa que sirven de cierre a dos conductos en

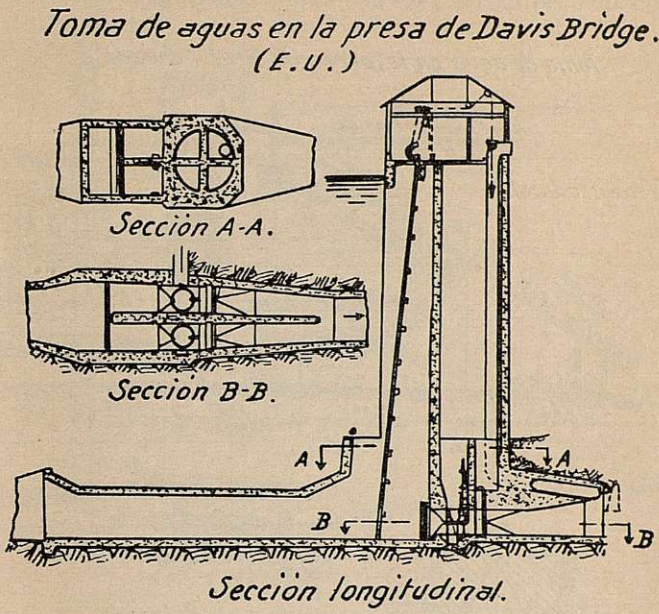


Fig. 802

que se divide la sección de toma para facilitar dicho cierre. Estas válvulas se manejan con motor. Ante la toma se extiende una amplia rejilla, que llega desde el fondo hasta por encima del nivel de aguas y tiene 6,30 m de ancho, y está formada por pletinas de 75×8 mm, espaciadas 60 mm. Una tubería de hierro de 1,20 m de diámetro proporciona aducción de aire a las válvulas. Agua arriba de éstas, unas ranuras permiten colocar ataguiamiento para el caso de necesaria reparación de alguna de aquéllas. Existe un *by-pass* para facilitar su manejo. Desde el fondo de la torre, un conducto de 4,20 m parte hacia agua arriba, en longitud de 30 m, y protege la llegada del agua a la torre, aun en los comienzos de la sedimentación, y permite bajar el nivel del embalse al mínimo deseado. Esta toma tiene, aparentemente, un solo cierre, el de las válvulas-mariposa, pero permite un cierre eventual desde lo alto de la torre, con compuerta colocada en las ranuras dispuestas. Además se trata de una galería de presión para la Central hidroeléctrica, que tendrá cierre al menos junto a las turbinas y, además, por el distribuidor de éstas.

La toma de aguas para la Central hidroeléctrica en la presa

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de Broc (bóveda), en Suiza, se indica en la figura 803 (*Bulletin Technique de la Suisse Romande,* 19 mayo 1928, pág. 109). Se hace por la ladera. La embocadura es muy abocinada, para que, con 20 m³/s de caudal, resulte una velocidad de 0,15 m/s. Se protege con una rejilla de 148 m², con espaciamiento de 20 mm en-

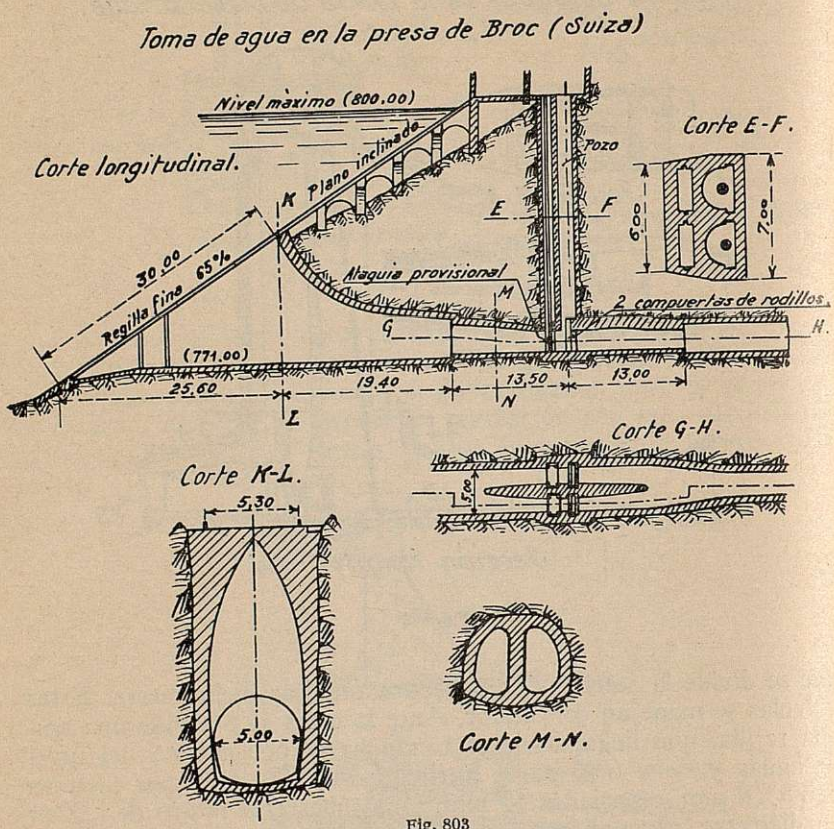


Fig. 803

tre barrotes e inclinada 65 por 100. Un aparato mecánico de limpieza garantiza ésta; pero la escasa velocidad del agua hace casi inútil su empleo. Después la toma se estrecha y se divide en dos conductos rectangulares, que se cierran con compuertas de 1,80 m de ancho y 2,80 m de alto, con disposición de rodadura y aducción de aire. Delante de éstas hay ranuras para colocar, en caso necesario, otras dos compuertas-ataguías, que pueden descender por otros dos pozos (véase corte *EF*). Sigue detrás de las compuertas indicadas una galería de presión de 1,80 m, que termina en una chimenea de equilibrio, de la que parten dos tuberías de 1,80 de diámetro, que tienen junto a su origen, cada una, una válvula-mariposa con disposición de cierre a mano y automático

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

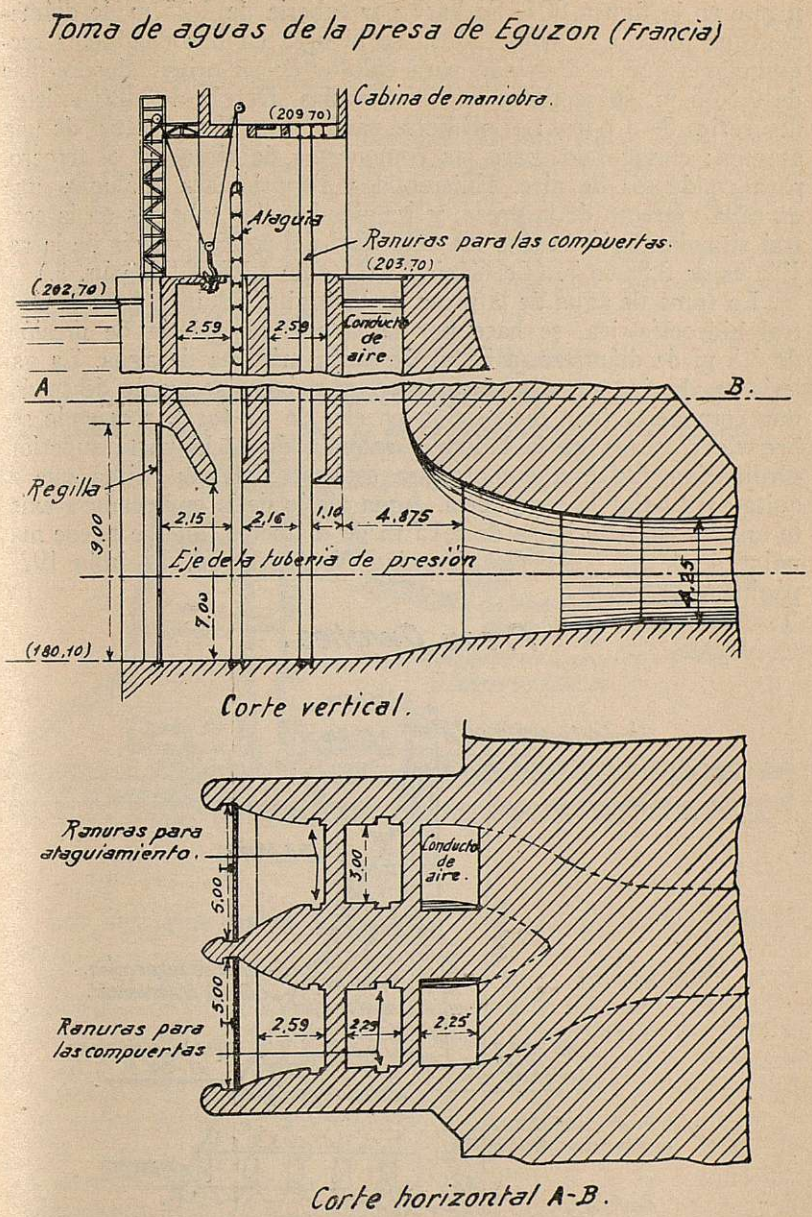


Fig. 804

con velocidad límite del agua. La indicada toma de aguas se hace a 29 m por debajo del nivel máximo del embalse.

La toma de aguas de la presa de Eguzon (Francia), a 23 m por debajo del nivel máximo del embalse, se indica esquemática-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mente en la figura 804. Se hace por tubería de 4,25 m de diámetro, que junto a la embocadura se bifurca en dos conductos rectangulares que se abocinan para colocar en su origen dos rejillas de 9 × 5 m, susceptibles de ser elevadas. Detrás de ellas existen dos series de 3 pozos: el primero, para colocación eventual de una ataguía; el segundo, para las compuertas de cierre, y el tercero, para conductos de aire. Existen dos disposiciones análogas, una en cada extremo de la presa, y reuniéndose las tuberías en la central situada al pie de ella. La velocidad del agua a través de la rejilla es de 0,55 m/s. (*Le Génie Civil*, tomo LXXXIX, pág. 5.)

La toma de agua de la presa de Wäggital (Suiza), para la Central hidroeléctrica, se hace por la ladera, en galería de presión, de 3,5 m de diámetro, a 54 m de carga máxima de agua. La galería se abocina y, para cerrarla en su origen, se puede descender una compuerta (con disposición en ella de *by-pass*), corriendo sobre vía colocada en la ladera y movida desde la parte superior. Ordinariamente esta embocadura está provista de rejilla que se quita para bajar la compuerta. Agua abajo de la embocadura existe una válvula-mariposa de 3,15 m de diámetro, que se puede manejar desde un pozo. (*Engineering News-Record*, 14 julio 1927, página 60.)

Presa Owyhee.

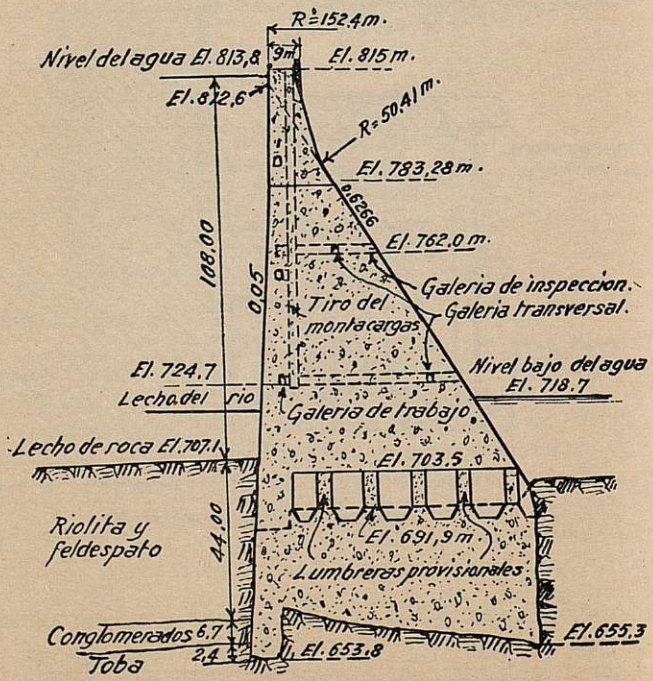


Fig. 805

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La presa Owyhee (E. U.), con destino a riegos y eventualmente a la producción de energía, aún no ultimada a principios de 1931, es del tipo de arco grueso, con radio de 150 m, resistiendo, en parte, también como bóveda. Su altura es de 108 m sobre el lecho de roca del cauce. Por dificultades de cimientos, éstos fueron llevados hasta 53,3 m por debajo del cauce en el rastrillo y a 51,8 en el punto más bajo del resto del perfil. De modo que la altura máxima sobre el apoyo de cimientos en el rastrillo es de 161,3 m. La capacidad total del embalse será de 1 300 millones de metros cúbicos, y la capacidad útil será de 858 millones. Su perfil transversal se indica en la figura 805.

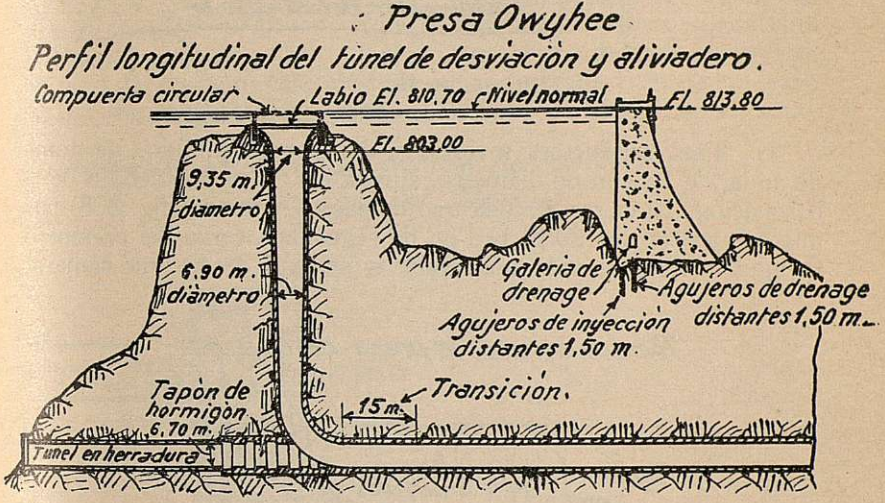


Fig. 806

Los desagües están integrados por las siguientes disposiciones:

a) Un aliviadero de superficie en pozo, representado en la figura 806, con un ensanchamiento superior de 9,75 m de diámetro, con anillo elevable, formando una compuerta flotante de 3,60 m de altura y 18 m de diámetro. El pozo tiene 6,90 m de diámetro y desemboca en el túnel de desviación de las aguas, que se cerrará agua arriba del punto de encuentro con un tapón de hormigón.

b) Tres conductos de desagüe de fondo, de 1,50 m de diámetro, atravesando la presa a 93 m por debajo de la coronación. Cada conducto (fig. 807) se cierra con dos compuertas de 1,20 y 1,50 m, con aducción de aire y manejados por presión de aceite desde una cámara interior de la presa. Los conductos se revisten con broqueles de hierro fundido 6 m agua arriba y 9 m agua abajo de las compuertas. La sección circular se convierte en rectangular en el sitio de aquéllas. Delante de la embocadura hay una rejilla que consiste en una estructura de hormigón armado, formando un

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

semicilindro de 11 m de diámetro y 7,20 m de altura. La rejilla propiamente dicha está constituída por pletinas de 150 mm de ancho y 22 mm de espesor, espaciadas 150 mm.

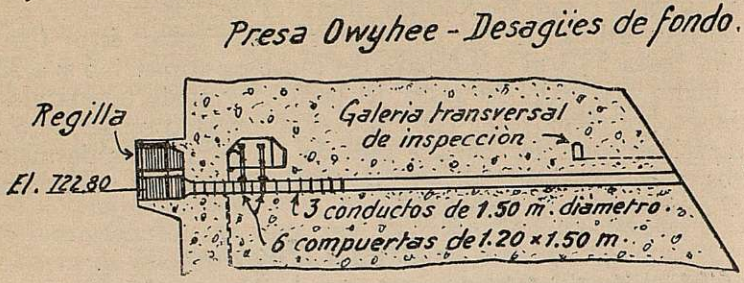


Fig. 807

c) Tres conductos, revestidos de hierro fundido, de toma de agua, de 1,42 m de diámetro, situados a 62 m por debajo de la coronación. El cierre de cada uno de ellos se efectúa (fig. 808) por una compuerta de 120 × 120 m, de seguridad, cerca del paramento agua arriba, movida por aceite a presión desde una cámara.

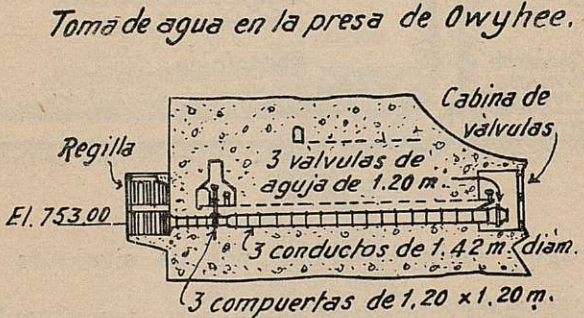


Fig. 808

Al final de cada conducto, y desembocando en la atmósfera, hay una válvula de regulación de aguja de 1,20 m de diámetro. La rejilla es análoga a la anterior.

d) Para aprovechamiento eventual de la energía del agua de la zona superior de embalse se prevé la colocación de dos tuberías de presión (fig. 809), de 1,80 m de diámetro, a 31 m por debajo de la coronación y cerradas en su origen, con compuertas de 1,67 m, análogas a las anteriores, y con rejilla anterior a ellas.

La figura 810 representa la toma de aguas para la Central hidroeléctrica de la presa del Jándula (España). Se efectúa por tres tuberías de 2 m de diámetro. La embocadura abocinada de cada una de ellas se cierra por una rejilla *A*, elevable por torno

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

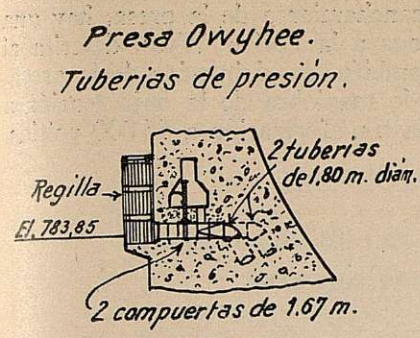


Fig. 809

fijo *K* en la coronación de la presa. Detrás de ella puede ponerse, a voluntad, un cierre de compuerta deslizante *B*, movida por un puente-grúa *L*, único para las tres tomas. Más agua abajo hay instalada una válvula-mariposa *C*, maniobrada a voluntad, desde una cámara *F*, para cada toma, cámaras que se comunican con otra transversal *H*. Esta válvula tiene *by-pass* y aducción automática de aire *D*, sirviendo para cierre con velocidad de agua limitada, con freno para que no sea aquél brusco. Junto a la Casa de Máquinas *M*, esta-

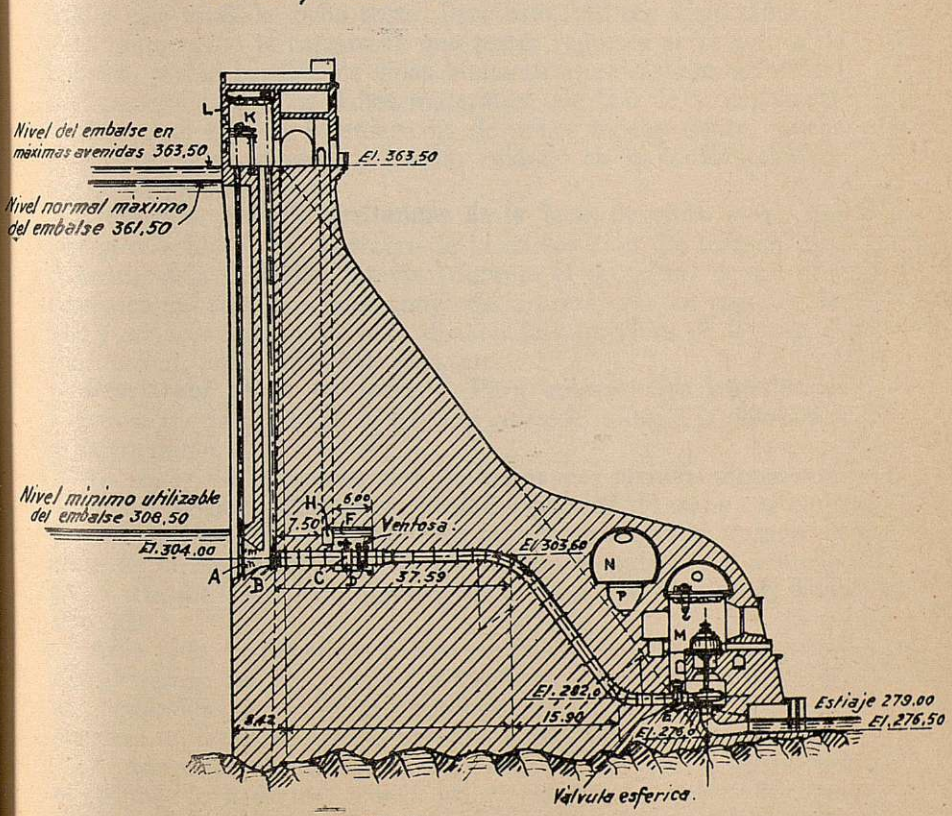


Fig. 810

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

blecida en el interior de un ensanchamiento de la presa, hay una válvula esférica tipo Bell, análoga a la Escher Wyss, descrita al tratar de las tuberías. Existe también, en el interior de la presa, una sala *N* para los aparatos de maniobra de la baja tensión a 10 000 voltios, y otra *M* para la transformación a 66 000 voltios.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XLII

CONSTRUCCION DE LAS PRESAS DE FABRICA

TRABAJOS PRELIMINARES

Construcción de las presas de fábrica. — El éxito en la ejecución de las presas de embalse no sólo depende de su cuidadoso proyecto, de su buena ubicación y, por lo tanto, de tener buenos cimientos (imprescindibles cuando la presa es de fábrica), sino también, y muy principalmente, de su esmerada construcción. En toda ella hay que llevar un cuidado escrupuloso. La obra tiene siempre un coste elevadísimo, y su fracaso puede representar la pérdida total o casi total de dicho coste. Pero esto, con ser importante, no lo es tanto como la catástrofe que puede representar la rotura de la presa, por la pérdida de vidas humanas que ocasione la inundación consiguiente y los daños materiales que han de acompañarla.

Por todo ello, el ingeniero ha de poner mucho tiento, mucha prudencia en el proyecto y mucho cuidado en la construcción de una presa de embalse.

Cimientos. Estudio preliminar de la base de ellos. — Ya nos hemos referido antes, al tratar de la exploración del terreno para cimiento, a la necesidad previa (durante el proyecto) de informe geológico del vaso y posible apoyo de la presa, y a los pozos, galerías y sondeos necesarios para deducir la naturaleza de la roca de cimentación, profundidad de ésta, etc.

Desviación de la corriente. — Para empezar los trabajos de la excavación para cimientos hay que proceder antes a la desviación de la corriente.

Al tratar de la construcción de los azudes hicimos algunas indicaciones respecto de este particular, así como de otros extremos de cimentación, etc., que adquieren más importancia al tratarse de obras de la entidad y coste de las presas de embalse; y por ello, aun a trueque de repetir algunas ideas, vamos a desarrollar éstas algo más.

Ante todo, el ingeniero habrá estudiado el régimen de aportación de aguas del río y habrá formado su programa de trabajos, que, tratándose de una presa de embalse, por modesta que sea, comprenderá un lapso de tiempo superior a una campaña veraniega.

Al proyectar el sistema de desviación de las aguas, aparte del procedimiento a seguir, tendrá principalmente en cuenta la capacidad de desagüe que haya que dar a esta desviación. Si esta capa-

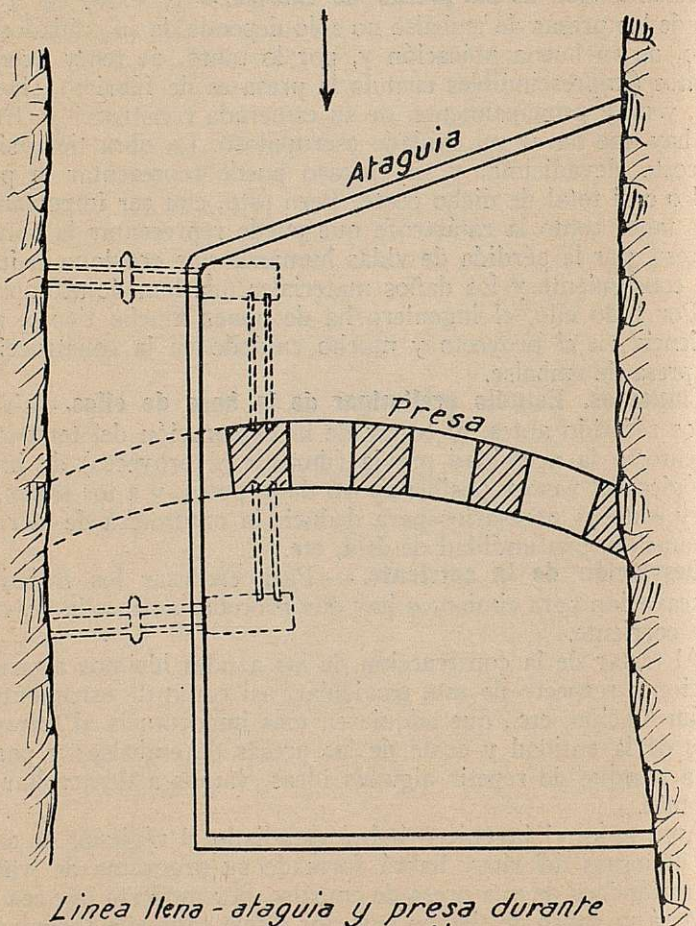
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cidad fuese suficiente para absorber la máxima riada probable, estas obras auxiliares alcanzarían una importancia en coste y tiempo de ejecución que no estarían justificados por los daños posibles que una riada pudiera ocasionar en las obras.

Por ello, es corriente dar sólo a la desviación capacidad para las riadas ordinarias, tratando de llevar y disponer la obra de la presa en forma que una mayor riada, al inundarla, cause los menos daños posibles, y, al efecto, una parte de ella debe quedar habilitada para que las aguas puedan verter por encima.

Claro está que hay un período, el de la excavación, especial-

Esquema de desviación de aguas.



Linea llena - ataguia y presa durante la 1ª etapa de construcción.
Linea de puntos - 2ª etapa.

Fig. 811

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mente si ésta es profunda, en el que la inundación y la sedimentación de los arrastres y los daños que pueda causar la riada a los medios auxiliares pueden determinar pérdidas de consideración. Conviene, pues, que esta primera etapa del trabajo se comience y termine, a ser posible, en un estiaje.

La solución que se adopte para desviar las aguas del área de ubicación de la presa ha de depender de la condición del valle en este punto.

1.º Si el valle es suficientemente ancho, se desvía el agua por medio de una ataguía (azud) que conduzca aquélla en canal descubierto a una de las márgenes, mientras se ejecuta la obra en la parte libre del lecho. A esta obra se la dota de suficientes desagües para que en la etapa correspondiente a la construcción del resto de la presa pueda el agua pasar por los vanos que se dejaron, previa la disposición de otra ataguía que desvíe hacia ellos el agua. La figura 811 indica un esquema de este procedimiento.

Para evitar que las aguas retrocedan se cierra la ataguía contra la misma margen de partida, formando estribo.

El procedimiento indicado se siguió, por ejemplo, en las pre-

Esquema de recojida de las aguas que se filtren a traves de las compuertas de cierre de los vanos provisionales de desagüe.

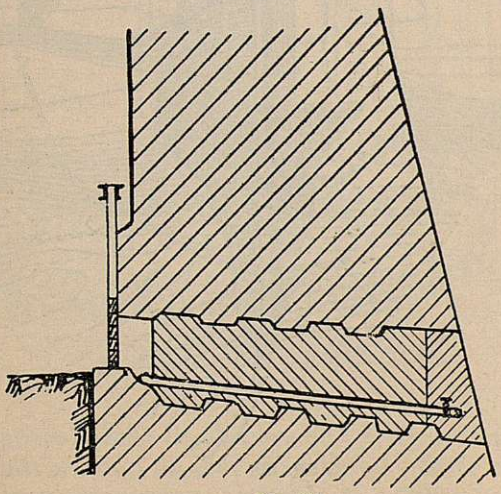


Fig. 812

sas de New Croton, Elephant Butte, Keokuk, Wilson, etc., en los Estados Unidos.

Los desagües habilitados en la presa para paso del agua en la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

segunda etapa de construcción deben quedar provistos de ranuras para pasos de compuertas, o de marco fijo para apoyo de éstas, a fin de que, cerradas y a su abrigo, puedan hormigonarse rápidamente dichos vanos.

Si a través de aquéllas pasan filtraciones, a fin de que éstas no entorpezcan el hormigonado, se recogen en una tubería, como indica el croquis de la figura 812, tubería provista de llave final, que

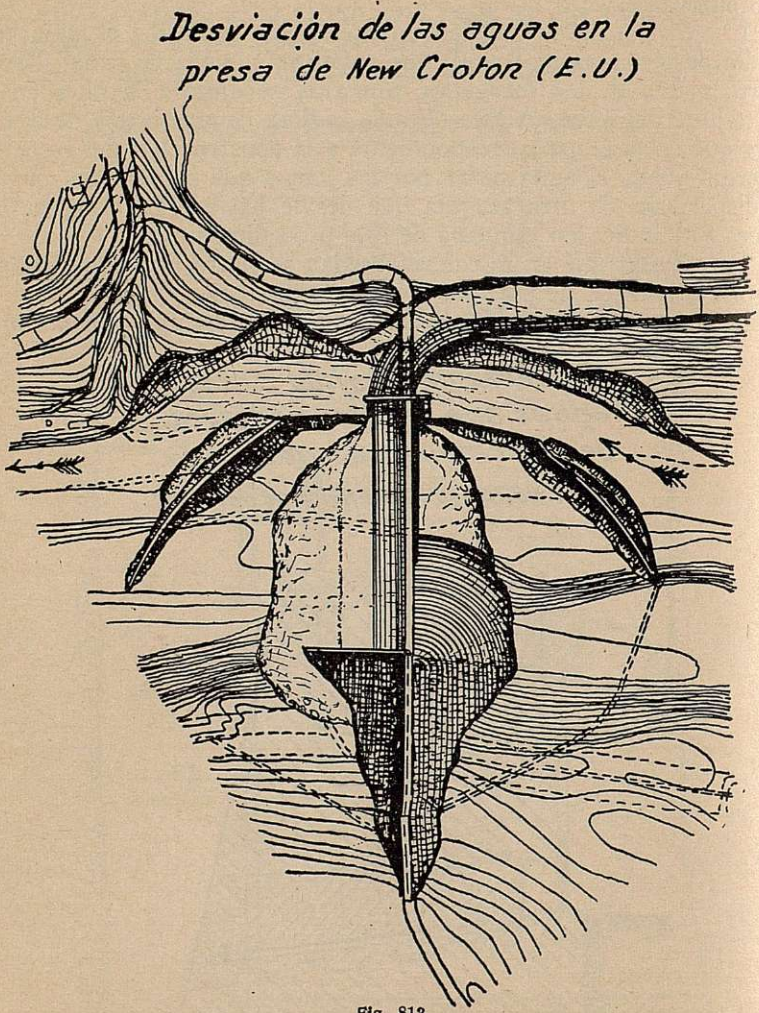


Fig. 813

se cierra al haber fraguado el hormigón de la parte de agua arriba, englobándola después toda en el hormigón final.

La figura 813 indica la desviación de las aguas en la presa New Croton (E. U.). El canal (en el lecho del río) quedó en la margen

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

derecha, con un ancho de 38 m y longitud de 487 m. Por el lado del río se construyó un muro ataguía, que se extendió 100 m de una y otra parte de la presa. Este muro, de 10 m de altura, se unió, agua arriba y agua abajo, con un dique de tierra con núcleo interior metálico.

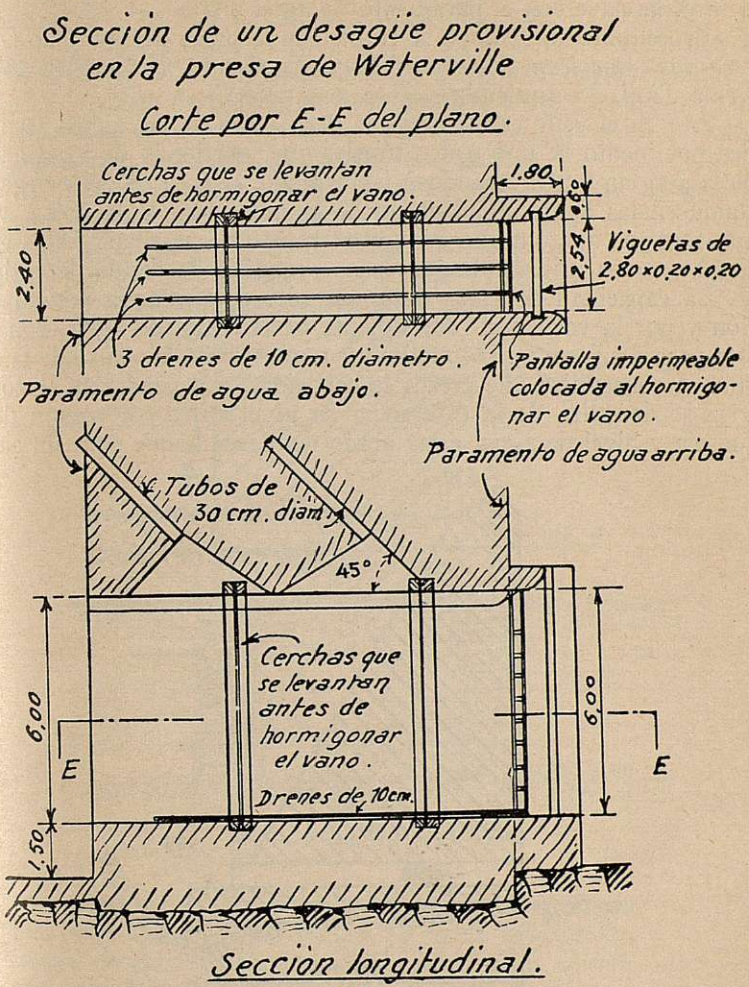


Fig 814

En la presa-bóveda de Waterville (E. U.), de 60 m de altura, se empleó este método de desviación de las aguas. Se desviaron éstas hacia la margen oeste, mientras se construía la presa en la parte del este y central. En ésta se dejaron ocho aberturas (figura 814), de 2,40 m de luz por 6 m de altura, y luego se ataguió el río, haciéndolo pasar por aquéllas. Seis de ellas fueron más tarde cerradas con viguetas de madera, colocadas en ranuras que se de-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

jaron en los tajamares. Las otras dos, las últimas que se utilizaron para el paso de las aguas, se cerraron con compuertas de acero que giraban alrededor de un eje horizontal superior. Se hormigonaron estos vanos, una vez cerrado el paso del agua, por dos conductos, de 30 cm de diámetro, que se dejaron comunicando, con inclinación de 45°, la clave con el paramento de agua abajo.

Procedimiento análogo se empleó en la presa de Sherman (*Proceedings American Society of Civil Engineers,* 1925, pág. 368, y *Génie Civil,* 25 septiembre 1926, pág. 255).

2.° Si el valle es estrecho, la desviación de las aguas se practica por medio de uno o dos túneles que, partiendo de agua arriba de la ataguía y atravesando inferiormente la roca de las márgenes, conducen las aguas agua abajo de la ubicación de la presa, y de una segunda ataguía que evite el retroceso de aquéllas. Estas galerías se suelen utilizar después para desagües de fondo definitivos.

La capacidad de estos desagües está determinada por su sección y por la velocidad (dependiente de la carga de agua) con que ésta pasa a su través. De modo que aumentando la altura de la ataguía se conseguirá que crezca la capacidad. La pendiente piezométrica se deducirá de la diferencia de nivel entre coronación de la ataguía y nivel de agua, agua abajo del desemboque para un cierto

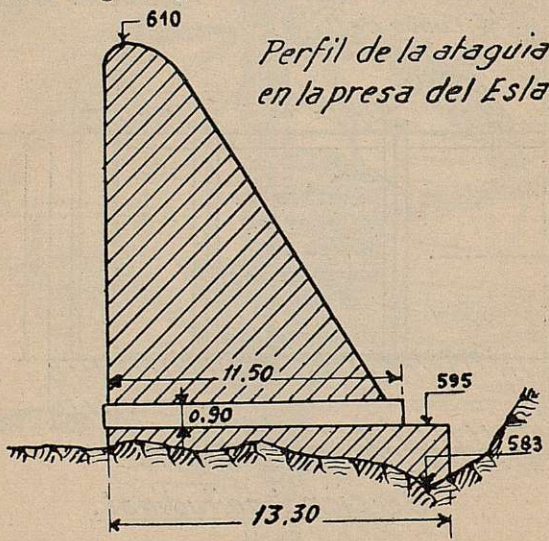


Fig. 815

régimen de caudal, dividida dicha diferencia por la longitud de la galería.

Este procedimiento se empleó en la presa de Marklissa, como se indicó en la figura 711.

En la presa del Esla, en construcción (saltos del Duero), se des-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vía el agua por dos galerías de 23 y 30 m² de sección, con ataguía (figura 815) de 17 m de altura, proporcionando entre las dos una capacidad de desagüe de 300 m³ por segundo. La ataguía, como se ve, es obra de relativa consideración, y para construirla hubo necesidad de disponer una ante-ataguía provisional (indicada en la figura 816), formada por un basamento de sacos de hormigón que limitaban un espacio intermedio, que se rellenó de hormigón sumergido; todo ello ejecutado con buzos. Sobre este basamento se levantó, también de hormigón, el cuerpo del muro ante-ataguía.

Mientras se construyeron la ataguía y los túneles se desviaron las aguas por medio de un canalón de madera.

Cuando en el cauce existen, en gran espesor, capas de grava o arena, o ha de apoyarse sobre ellas la ataguía, en cuyo caso las aguas se filtrarán en gran cantidad, siendo preciso mucho agotamiento, o hay que proceder a excavación importante para apoyar en terreno relativamente impermeable dicha ataguía. En la presa-

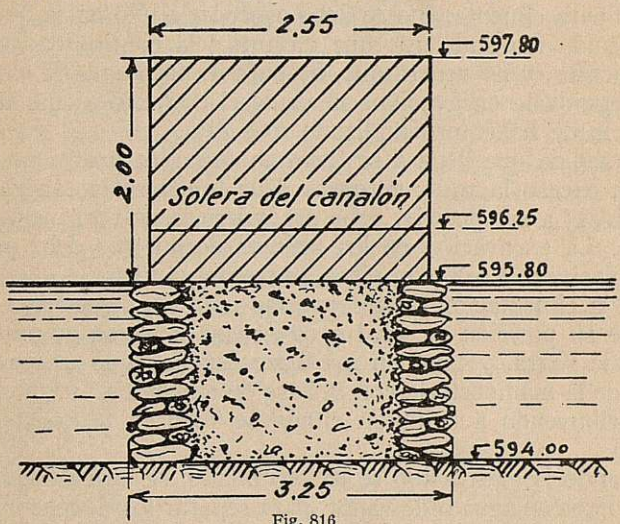


Fig. 816

bóveda del Diablo (*Engineering News-Record, 29* agosto 1929, página 320) los aluviones tenían 15 m de espesor. La ataguía se construyó de encofrado, apoyándola sobre ellos, después de haberlos aglomerado con inyecciones de cemento.

La solución de desvío de aguas por galería es cara. Conviene que éstas queden a bastante profundidad en la roca de los estribos, para que los explosivos no quebranten la del apoyo de la presa; y hay que usar éstos con prudencia de todos modos para evitar dicho daño.

3.° Cuando el valle no es suficientemente ancho para adoptar la primera solución y el caudal a desviar en estiaje es escaso, se puede proceder encauzando las aguas por medio de la ataguía hacia

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

una canal de hierro o de hormigón armado que pase por encima del área de ubicación de la presa. Así se hizo en la de Cross River.

Apertura de la zanja de cimentación. — Al comenzar la excavación, las líneas de ataque del terreno deben marcarse con gran amplitud:

1.º Para poder dar talud suave a los cajeros de la excavación, y así evitar desprendimientos.

2.º Para que quede previsto el caso frecuente de encontrar los cimientos a más bajo nivel del calculado, y aun entonces, que quede en la base de apoyo suficiente anchura para la obra.

3.º Porque debe quedar sitio en dicha base, no sólo para la obra, sino para la manipulación de los materiales y para poderse mover los operarios desembarazadamente.

4.º Y aún debe quedar sitio para poder desviar las aguas de la excavación por elevación mecánica.

Aunque se crea, al llegar a terreno suficientemente sólido, que es apto para cimentar, no se debe proceder a ello hasta que se haya reconocido área suficiente que garantice la continuidad del apoyo de cimientos, y no ocurra que, después de empezada la cimentación y proseguida la excavación, se saque el convencimiento de la conveniencia de haber profundizado más ésta.

A medida que llega a su término debe procurarse no quebrantar con exceso la roca; entonces debe limitarse la cantidad de los explosivos; a ser posible, debe preferirse la pólvora negra a la dinamita. La excavación en los últimos decímetros debe practicarse sin explosivos, y sólo con picos, barrenas y cuñas.

De la cimentación debe separarse toda roca que haya sido movida de su posición original o que suene a hueco golpeada por el pico y la barra, y también los trozos sueltos que eviten la buena unión de la mampostería con la base de cimientos. Evitando grietas y contribuyendo a la unión citada se reducen filtraciones y subpresión.

Cuando la excavación se ha terminado, se lava cuidadosamente con chorros de agua o de vapor, para separar los detritus, y se la recubre lo más rápidamente posible para abrigarla de la acción de los elementos atmosféricos, pues algunas rocas se desagregan en contacto con estos elementos. En Arrowrock se extendía sobre la base una delgada capa de lechada de cemento, que se dejaba secar, y se quitaba luego con cepillos metálicos. Se contaba con que los materiales que hubiesen resistido al lavado se incorporarían a la lechada y se separarían con ésta.

En algunas presas, después de limpia la roca y antes del vertido de la primera capa de hormigón, se hace una primera aplicación de gunita, para que este lanzamiento de lechada a presión rellene las desigualdades de la roca y proporcione, antes de fraguar, mejor adherencia al hormigón que la siga.

Condiciones generales que debe reunir la roca de cimentación. Un buen apoyo de cimientos ha de tener fortaleza suficiente para

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

resistir el peso que sobre él insista; ha de ser suficientemente rugoso para contrarrestar la tendencia al deslizamiento; bastante impermeable, para evitar las filtraciones y subpresiones consiguientes, y bastante limpio, para que se una a él una buena fábrica. Esta unión, aunque no se tenga en cuenta en los cálculos, ante la incertidumbre de conseguirla completa, siempre existe, al menos parcialmente, y contribuye a aumentar la estabilidad de la estructura.

Impermeabilidad absoluta es difícil, si no imposible, el obtenerla. En la roca maciza se conseguirá suficientemente, pero no siempre se encuentra ésta, y, en general, en el apoyo de presas y azudes puede encontrarse el ingeniero con terrenos algo permeables que requieran cuidados especiales para proteger los cimientos. Es probable que el 90 por 100 de las presas rotas hayan tenido por causa defectos de cimentación. Por ello, este particular debe requerir sumo cuidado. Al hacer el proyecto se habrá partido de una cierta cimentación probable, y a veces ésta no resulta en la construcción como se supuso en el proyecto y haya que variar las disposiciones de éste.

Debe evitarse el construir una presa sobre bancos de roca inclinados hacia agua abajo, porque hay peligro de que deslice sobre uno de estos bancos, que tienen a veces interpuestas capas de arcilla, o que al penetrar el agua por entre ellos determine una subpresión importante. Si esos bancos son horizontales conviene dar bastante empotramiento a la presa en ellos, para evitar aquel peligro, y hacer un rastrillo profundo agua arriba.

Hemos indicado la conveniencia de que la superficie de la roca de apoyo del hormigón sea rugosa, a fin de provocar la adherencia de aquél y aumentar la resistencia al esfuerzo cortante. A los efectos de la mejor transmisión a la roca de las presiones de la presa,

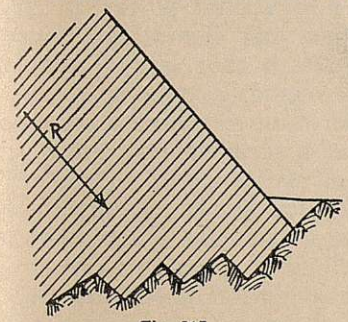


Fig. 817

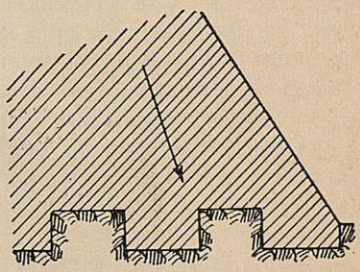


Fig. 818

los redientes que forme la roca deben tener la forma indicada en la figura 817; es decir, con superficies aproximadamente perpendiculares y paralelas a los esfuerzos principales; con preferencia a los que se indican en la figura 818.

Los manantiales que se encuentran en las rocas no se taponan hasta que la fábrica tenga algún espesor y haya fraguado. Se dis-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pone para ello la evacuación del caudal por medio de tubos, que luego se cierran.

Es de esperar alguna filtración de aguas a través de los cimientos de la base, y, aparte de la pérdida de caudal que aquélla representa, conviene evitarla por las posibles subpresiones que origine y, en ciertos casos, por el arrastre o dilución de las partículas del terreno que pueda ocasionar. En general, la tendencia es a que disminuyan con el tiempo dichas filtraciones por el taponamiento conseguido con las materias sólidas que el agua arrastra. Hay, sin embargo, algunas calizas en las que el agua ejerce una acción disolvente, y entonces no es suficiente el sedimento del material sólido para atajar las filtraciones.

En los trabajos de excavación del material de aluvión, así como en el de la roca después de desprendida o quebrantada por los explosivos, es muy corriente el empleo de palas mecánicas o *dragalinas,* por la rapidez que su capacidad proporciona en el descombro. A veces se emplean también los cables transbordadores, de que luego hablaremos, para, con sus baldes llenos, transportar los detritus hasta colocarlos sobre vagonetas; y también se usan con tal fin los *derricks.*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XLIII

CONSTRUCCION DE LAS PRESAS DE FABRICA

(Continuación)

MEDIOS AUXILIARES

Importancia de los medios auxiliares.—El interés creciente por los aprovechamientos hidráulicos ha llevado a los técnicos de todos los países a atacar problemas cada vez más complejos y a enfocar la construcción de presas de dimensiones considerables.

El volumen de obra es cada vez más grande, pues en presas de perfil de gravedad crece casi proporcionalmente con el cubo de la altura, llegándose a cifras del orden de 280 000 m^3 para una presa de 90 m de altura, lo que representa la cantidad de materiales que entran en la construcción de una ciudad de 8 000 a 9 000 habitantes.

Una obra de esta importancia *debe ser ejecutada rápidamente*, pues, desde el punto de vista financiero, las enormes sumas invertidas en estas construcciones entrañan, por el solo hecho de la inmovilización de un capital improductivo, tales cargas, que es urgente activar la construcción de la presa. Conviene hacer notar, además, que se está muy lejos de poder trabajar de una manera continua durante todo el año en una obra de esta clase; en efecto, solamente se emplea completa actividad durante ocho o nueve meses, como máximo, y en la mayoría de los casos durante cuatro a seis. Debe, pues, tenderse a la *mecanización racional de las labores*, como medio de garantizar la cantidad de obra a realizar en día útil de trabajo, sin dejarse llevar por un exceso de aquélla, que puede ser antieconómica en países como España, en donde la mano de obra es barata. Se ha llegado a colocar en obra más de 2 000 metros cúbicos de hormigón al día, y como caso extraordinario se puede citar el de la presa de Nieper (Rusia), en que se sobrepasó la cifra de 5 000 m^3 en dos tajos independientes.

Hay que fijar la *capacidad de los medios auxiliares con un margen por exceso* sobre la correspondiente a la labor media diaria supuesta como indispensable en relación con el plazo señalado para ejecución de las obras, pues es ilusorio creer que una instalación como ésta puede trabajar siempre al máximo. Se debe contar con un rendimiento del orden de 50 por 100 del máximo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tendiendo a evitar, en lo posible, toda parada de las instalaciones con las consiguientes interrupciones en la labor de construcción, hemos de contar en obra *con medios complementarios de los grandes medios auxiliares*, o sea con talleres mecánicos, de carpintería, etc., y al mismo tiempo con *almacenes-silos*, que permitan disponer de materiales de repuesto, caso de una avería momentánea.

También debe el ingeniero preocuparse de las condiciones de vida y trabajo del obrero, preparando para éste un campamento con viviendas cómodas e higiénicas, con todos los servicios auxiliares y de asistencia material y espiritual.

Resulta, pues, necesario disponer de una instalación muy importante, muy perfeccionada y perfectamente organizada, y para obtener este resultado es indispensable estudiar de una manera profunda algunas cuestiones que vamos a examinar sucesivamente.

Canteras.

Necesitamos disponer de un volumen considerable de arena, gravilla, grava (y bloques cuando la fábrica de la presa es de hormigón ciclópeo), por lo que hay que organizar en las proximidades de la obra una o dos canteras.

En algunos casos será posible sacar del cauce la arena, gravilla y aun la grava, si existe alguna gravera capaz de suministrarla, y siempre será esto ventajoso, si no resulta grandemente encarecido el material por el lavado, cribado y transporte, por su calidad superior a la del canto machacado.

Caso de no ser esto posible, se habrá de acudir a la explotación de una cantera, para obtener, por quebrantación, el material en las proporciones y tamaños deseados.

El frente de ataque debe ser grande, a fin de que la cantidad de materiales obtenidos no sea inferior a la del consumo de la obra.

El ataque se realiza generalmente por voladuras en grandes o pequeñas masas.

Las voladuras en grandes masas se realizan por galerías o sondas locomóviles, que recorren la coronación de la cantera y que son capaces de practicar agujeros cilíndricos verticales de 150 mm de diámetro y hasta 120 m de profundidad.

Las voladuras en masas pequeñas se hacen con barrenos, que pueden abrirse a mano, con martillos perforadores o con perforadoras.

Las perforadoras se emplean para practicar agujeros profundos; los martillos perforadores, para agujeros de 0,60 a 0,80 como máximo.

Las perforadoras pueden ser de rotación o percusión. Las primeras se emplean, ya con barrenas de acero, macizas o huecas (en corona), según la naturaleza de la roca a atacar. Para rocas muy duras se emplea corona de diamantes.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Existe un gran número de tipos; las principales son las perforadoras Sartiaux, Jeffrey, Siemens et Halske, Brandt. En general, se accionan eléctricamente, pero puede emplearse algún otro flúido motor, y así, la Jeffrey se mueve con aire comprimido, y la Brandt, con agua a presión.

Las perforadoras de percusión actúan sobre la roca del mismo modo como lo realiza el obrero en la perforación a mano por choque.

Se mueven por vapor, aire comprimido o electricidad; mas el empleo de la fuerza eléctrica no es económico en este tipo por tener que transformar un movimiento circular en otro alternativo, con mal rendimiento. En general, se prefiere el aire comprimido. Existen muchos tipos: la François, Eclipse, Burton, Hollman, Ingersoll, etc.

Las hay electroneumáticas, de percusión, como la Electric Drill.

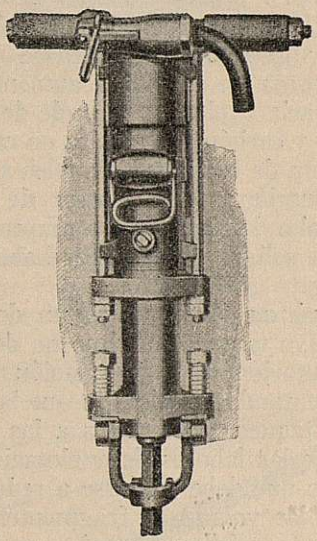


Fig. 819

Son muy pesadas para ser manejadas a mano, y se montan sobre columnas, trípodes, etc.

En las perforadoras, la barrena gira, y la presión sobre ella determina su avance. En los martillos, la barrena gira con lentitud y es golpeada por el resto del aparato.

El martillo perforador se maniobra a brazo y se mueve siempre por aire comprimido.

Los principales tipos son los martillos François, Ingersoll, Flottmann, Burton. La figura 819 muestra un martillo perforador.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Los explosivos empleados en estas voladuras pueden ser de dos clases:

1.° Explosivos cuyos componentes, carburado y oxidante, están sólo mezclados (pólvora negra, pólvora cloratada, carbonita, oxilíquido, etc.).

2.° Explosivos formados por un compuesto químico definido (fulminato de mercurio, algodón-pólvora, nitroglicerina, dinamita, ácido pícrico).

La explosión de las cargas se logra: ya, directamente, por contacto con una llama o cuerpo incandescente, o, de modo indirecto, por detonación de un combustible muy inflamable (encendido con mecha o por una chispa eléctrica). El diámetro del barreno ha de aumentar con la profundidad del mismo; la carga es proporcional al cuadrado de la profundidad, aproximadamente.

Después de la Gran Guerra se ha empleado mucho, por su seguridad y economía, el aire líquido. A la presión atmosférica, es líquido el aire a — 181°, y tiene un color azul; se le hace absorber por una sustancia a base de carbón en polvo, finamente subdividido, y si se produce en algún punto de la masa una elevación de temperatura, se transforma en gas CO_2, aumentando unas 800 veces de volumen. Su eficacia explosiva depende de la rapidez de la combustión del oxígeno y carbón. Se emplea en cartuchos de 30 mm de diámetro por 300 mm de largo, y su empleo supone el disponer una instalación de producción; pero, a pesar de esto, es económico y seguro, ya que al cabo de unos quince minutos un cartucho no explotado no presenta peligro alguno, por haberse evaporado el aire que contenía.

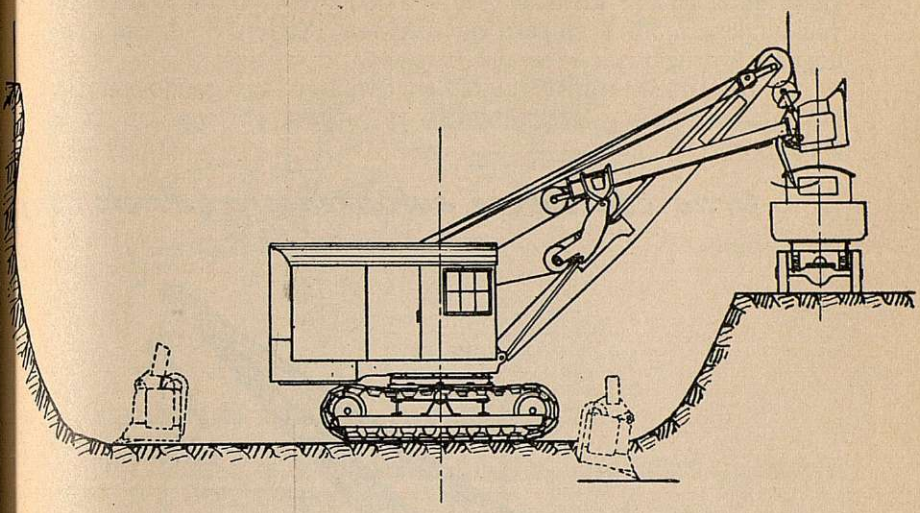
Hechas las voladuras, tenemos ya un depósito de material al pie de la cantera, cuyo tamaño máximo no debe ser mayor del que fijemos para alimentación de la instalación de quebrantación, taqueándose y fragmentando los bloques que la excedan, *in situ*. Estas operaciones de taqueo, posteriores a las voladuras, encarecen, perturban y retrasan las labores de explotación regular y continua de la cantera, por lo que debe tenderse a reducirlas lo más posible, ya procurando que las voladuras fragmenten más el material, ya admitiendo un tamaño máximo superior en la instalación de quebrantación.

Teniendo ya un depósito de material suelto, producido por las voladuras en las canteras, o naturalmente en las graveras, necesitamos cargarlo en las vagonetas para llevarlo a la instalación de quebrantación, y ello lo realizaremos en gran escala con las palas, dragalinas o excavadoras de arrastre y grúas de cubeta autoprensora, debiendo compararse con el cargado a mano en donde, por ser la mano de obra barata, pueda ser ésta la solución económica.

Las palas son grúas giratorias (fig. 820) que excavan por medio de una cuchara. Una maquinilla ex profeso empuja la cuchara contra el pie del talud; entonces, el cable del torno tira de la cuchara hacia arriba, de modo que ésta se llena por completo. El fondo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pala mecànica



12)
Fig 820

de la cuchara es una tapa de corredera o de charnela, que puede abrirse gradualmente para descargar la tierra en un vagón.

Se construyen sobre vías o sobre orugas con cucharas de 800 a 5 000 litros, con peso de 30 a 266 ton, y con radios de descarga de 6,50 a 28 m.

La *dragalina* (fig. 821) no es más que una pala con brazo largo,

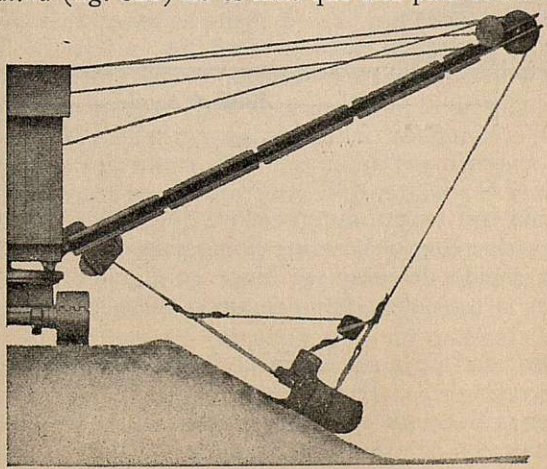


Fig. 821

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en la que la cuchara se ha reemplazado por una cubeta, tirada por otro cable, además del de suspensión, y que se carga introduciéndose en el material. Permite un trabajo por bajo su nivel. La capacidad de la cubeta varía de 760 a 3 000 litros; el radio de excavación alcanza 33 m; su peso varía de 34 a 185 ton. Se monta sobre boggies u orugas.

La pala puede transformarse en dragalina agregando un tambor suplementario y reemplazando la cuchara por una cubeta de arrastre.

Grúa con cubeta autoprensora (Prietsman)

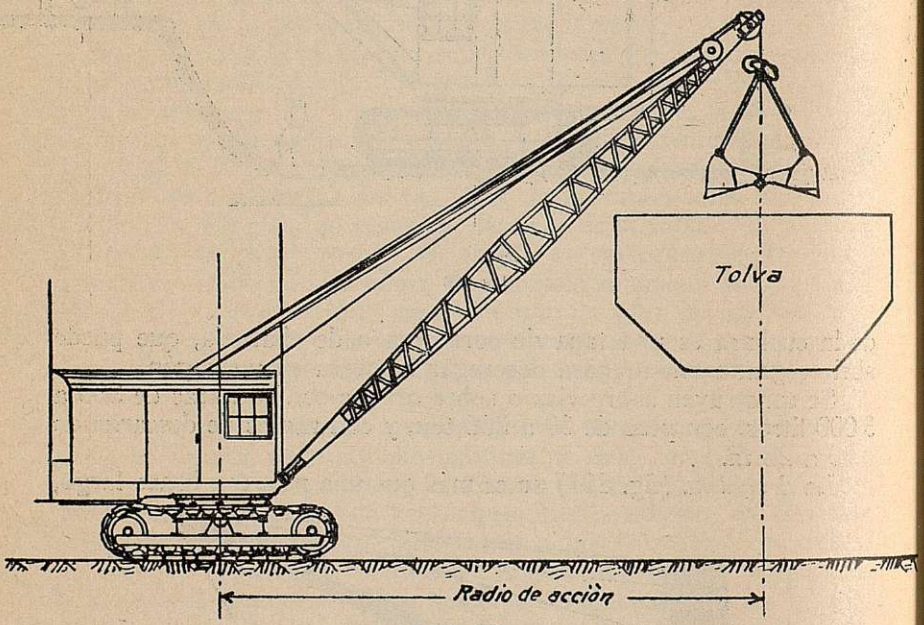


Fig. 822

La grúa con cubeta autoprensora (fig. 822) conviene, a veces, para carga de material bastante homogéneo. Abierta la cubeta mediante un rápido descenso, se hinca en el material, y, cerrada de nuevo, por la maniobra de un segundo cable, se eleva con el torno principal.

La capacidad de la cubeta varía de 380 a 1 150 litros, y el radio de acción varía de 4 a 18 metros.

La figura 823 indica una instalación típica de cantera, con dos pisos, instalación de aire comprimido, un piso en la coronación para separar la capa vegetal superficial y una instalación de vías de carga y de formación de trenes cerca de las palas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tipo de instalación de cantera.

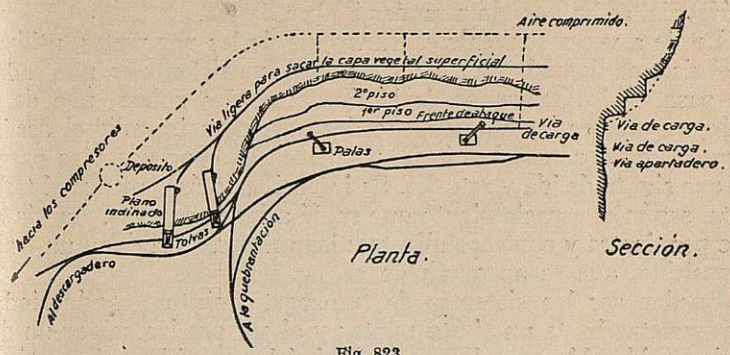


Fig. 823

Transporte de materiales primarios.

Esta cuestión es de importancia capital, y su influencia sobre el precio de la obra, considerable.

Hay que transportar a menudo sobre varios kilómetros una masa total de materias que excede de 100 000 ton, a razón de 400 a 500 por día. El cemento constituye una gran parte de esta masa; de modo que, por poco que las condiciones locales lo favorezcan, resulta ventajoso instalar una fábrica de cemento en la proximidad de la obra o un tren de molido de clinker, como se hace en la presa del Esla.

Respecto al medio de transporte a emplear, habrá que estudiarlo de modo especial en cada caso. Si hay una buena carretera que no pase muy lejos de la obra se puede pensar en efectuar el transporte en camiones. Conviene entonces emplear vehículos que pueden transportar cuatro o cinco toneladas de carga útil y asegurar su carga y descarga rápidas. Este sistema ha sido adoptado para la presa de Wäggital (Suiza), y ha permitido asegurar el transporte diario de 430 ton sobre una distancia de 6 km. De esta forma se transportó el cemento en Montejaque, Burguillo, y el clinker en la presa del Esla.

Cuando la central está a pie de presa o cerca de ella convendría construir la que ha de quedar como carretera de servicio de la central y aprovecharla para el transporte de materiales.

Muchas veces convendrá construir una vía especial para arrastre del material por medio de trenes de vagonetas, con locomotoras de vapor, eléctricas, de aire comprimido, gasolina o aceites pesados, eligiendo un tipo de vagoneta de fácil carga y descarga y de capacidad adecuada, según el régimen previsto de transporte.

El tipo de vía empleado es del ancho de 0,60 ó 1 metro.

En el Esla se emplean locomotoras Diesel de 15 ton, y cuya

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

potencia es de 60-65 CV, que arrastra 6 vagones de volquete lateral de 4,85 m de longitud y 12 ton de carga útil cada uno.

En las instalaciones para el aprovechamiento del río Pit, en California, se ha llegado a tender 53 km de vía.

Puede a veces convenir el transporte de las vagonetas, utilizando el sistema llamado de cadena flotante, consistente en una cadena que pasa en los extremos de la línea por dos poleas, una de las cuales es motora y generalmente dentada, para impedir el deslizamiento. Los dos ramales de la cadena corren por dos vías paralelas, que sirven de ida y retorno. Se intensifica más o menos el transporte, según el espaciamiento que se dé a las vagonetas. La vía admite pendientes y contrapendientes; las primeras originan un trabajo positivo, que es aprovechado en las segundas.

Pueden ser los sistemas de transporte mixtos, conduciéndose en vagonetas hasta un cierto punto; y al ser preciso salvar un desnivel considerable para llegar al final del recorrido, cabe entonces resolver el problema mediante el empleo de planos inclinados, cuyo motor principal, y a veces único, es la gravedad, o ésta complementa el trabajo de los motores. Pueden ser de dos vías independientes, de una vía con apartadero intermedio o tres rieles, con apartadero también.

Muy empleado es y ha sido el transporte por cables aéreos, o teleférico. Seduce bastante este sistema, a causa de sus ventajas: permite un servicio continuo con carga y descarga automática y puede ser colocado en el sitio que se quiera, adoptando el camino más corto, cualesquiera que sean los accidentes del terreno. Constan de un cable para ida, otro para la vuelta y un cable motor que arrastra las vagonetas.

En los cables sustentadores se regula su tensión por medio de un contrapeso a los 2/9 de la de ruptura. Tensores suplementarios destinados a contrarrestar la dilatación parten la línea en trozos de 1 500 a 2 500 m.

La velocidad del cable tractor es de 1,5 a 2,5 m/seg. La capacidad de las vagonetas, de 0,3 a 0,5 ton, y pueden transportar hasta 300 ton por hora. Las vagonetas son de palastro y suspendidas por un punto inferior al centro de gravedad, para facilitar la descarga. Los pilonos o torres sustentadoras llevan la línea con vanos de 100 a 1 000 m. Se ha llegado hasta 1 300. Se han construído líneas hasta de 35 kilómetros.

En la extremidad de la línea del lado de la carga de vagonetas, los cables portantes se unen a una vía fija, formada por un rail suspendido sobre el suelo. El rail se apoya en ménsulas, y un sistema de agujas conduce las vagonetas bajo las tolvas de carga de los silos. La descarga se hace por medio de un tope, que provoca el basculamiento o apertura del fondo de la vagoneta. Una ventaja favorable es el poco consumo de energía.

Como ejemplo de transporte complicado y costoso puede indicar-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

se el de la construcción de la presa de Gem Lake (E. U.), en donde el cemento tenía que recorrer 500 km de ferrocarril de vía ancha, 135 de vía estrecha, 110 de camino en terreno desierto, con tractores tipo oruga, llegando así a la casa de máquinas, cargándose entonces en un tranvía, recorriendo 1 500 m, con desnivel de 375 metros; se transportaba a barcazas, que atravesaban el lago Gem, y se cargaba en otro tranvía, con el que se ganaba una altura de 165 metros.

Cualquiera que sea el sistema adoptado para el transporte en los alrededores de la obra, siempre hay que recibir importantes expediciones por ferrocarril (máquinas, postes, hierros, etc.).

Siendo la estación más próxima, como sucede con frecuencia, insuficiente para recibir el material, es preciso emprender la construcción de algunas vías suplementarias de almacenaje, en las cuales los materiales podrán ser conservados en buen estado y en orden antes de su reexpedición, adaptada a las necesidades de la obra.

Como ejemplo de instalación teleférica, interesante, citaremos la de la presa de Chambon. Se emplea para transportar el cemento, que supone unas 60 000 ton m en el total de la presa. Tiene 10 kilómetros 450 m de longitud, y 62 torres o pilonos metálicos hasta de 40 m de altura.

La luz máxima entre torres es de 868 m, y el desnivel máximo que salva es de 535,59 m. Las vagonetas, con capacidad de 250 kilogramos, están espaciadas 120 m, y son en número de 193, con una velocidad de 2 m/s. Aseguran un transporte de 15 toneladas métricas por hora.

La potencia necesaria para el funcionamiento es de 110 CV.

La figura 824 indica el perfil del teleférico.

Perfil del teleferico de la presa de Chambon.

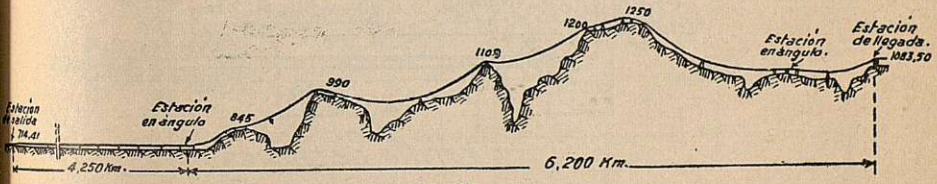


Fig. 824

Quebrantación.

Los materiales no vienen nunca de las canteras con las dimensiones y en los volúmenes requeridos de cada tamaño para el empleo en obra; hay necesidad de realizar esta labor mecánicamente, y para ello se emplean las quebrantadoras, que clasificaremos en tres clases:

1.ª Quebrantadoras propiamente dichas, para la producción de gravas.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

2.ª Trituradoras, para la producción de gravillas y arenas.
3.ª Molinos para la producción de polvos.

Los campos no están tan delimitados, como parece desprenderse de la clasificación.

Quebrantadoras. — Dos son los tipos empleados: las de mandíbulas y las giratorias.

La quebrantadora de mandíbulas se compone de una caja fuerte de fundición, acero fundido o hierro forjado, reforzada con nervios, con un árbol móvil, con volante, que por medio de una biela oscilante, leva, eje excéntrico o cualquier otro dispositivo, mueve una mandíbula.

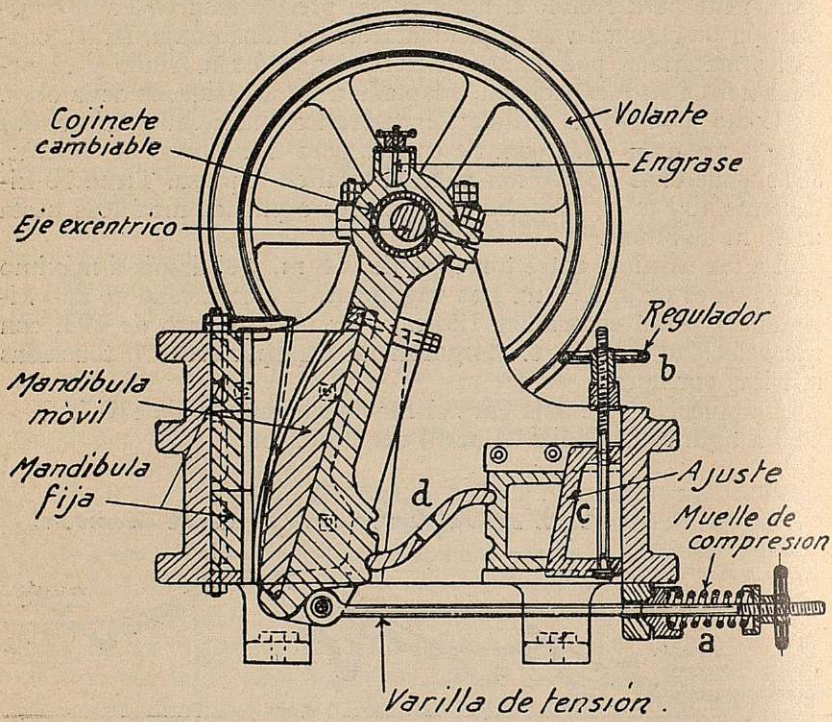


Fig. 825

La figura 825 indica una quebrantadora de eje excéntrico, y en ella se ve el muelle de compresión *a*, que mantiene en su posición extrema la mandíbula móvil, y el regulador *b*, que introduce más o menos una cuña, *c*, y permite separar o acercar las mandíbulas.

La plancha *d* es el órgano débil punto de rotura, caso de no poder la quebrantadora con algún elemento duro en ella introducido.

Las más pequeñas tienen bocas de 320 × 200 mm; las mayo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

res, 920 × 610, producen de 3 a 35 m³/hora, y el consumo de fuerza oscila en 6 y 60 caballos. Pueden distinguirse dos tipos, según tengan mayor movimiento en la boca de descarga o carga; es decir, según que la variación de la posición relativa de las mandíbulas en el movimiento se verifique casi completamente en la boca de carga o descarga. Las que tienen igual movimiento en las dos bocas son complicadas de construcción y se emplean poco. Las de mayor movimiento en la abertura de descarga dan productos de gran uniformidad (fig. 826, curva 2). Si se quieren obtener productos gruesos, mezclados con arenosos y pulverulentos, hay que emplear machacadoras con mayor movimiento en la abertura de carga (figura 826, curva 3). Tienen estas últimas marcha más irregular.

Curvas comparativas de los % de tamaños de trituración en tres tipos de trituradoras.

1 - Quebrantadora giratoria.
2 - Quebrantadora de mandíbulas con mayor movimiento en la boca de descarga.
3 - id. id. id. en la boca de carga.

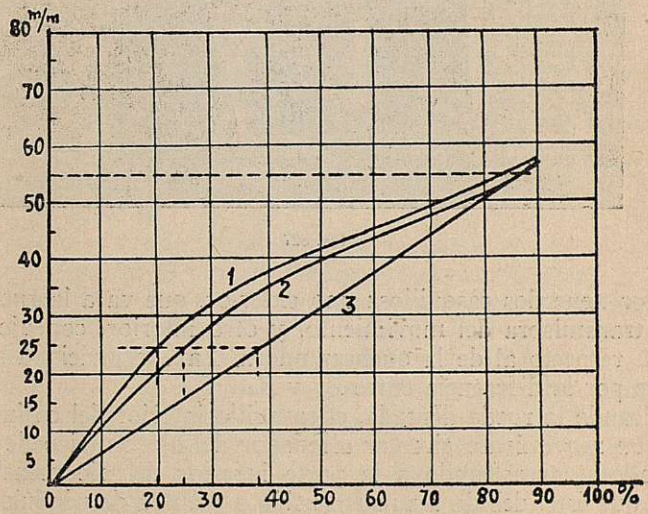


Fig. 826

Quebrantadoras giratorias.—Fragmentan las piedras por aplastamiento entre la pared de un tronco de cono fijo y un rodillo también cónico animado de un movimiento excéntrico en el interior del espacio limitado por el cono exterior, cuya camisa se le llama cóncavo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La figura 827 explica claramente el modo de trabajar de la máquina.

El eje está suspendido en el gorrón superior en M. El cojinete

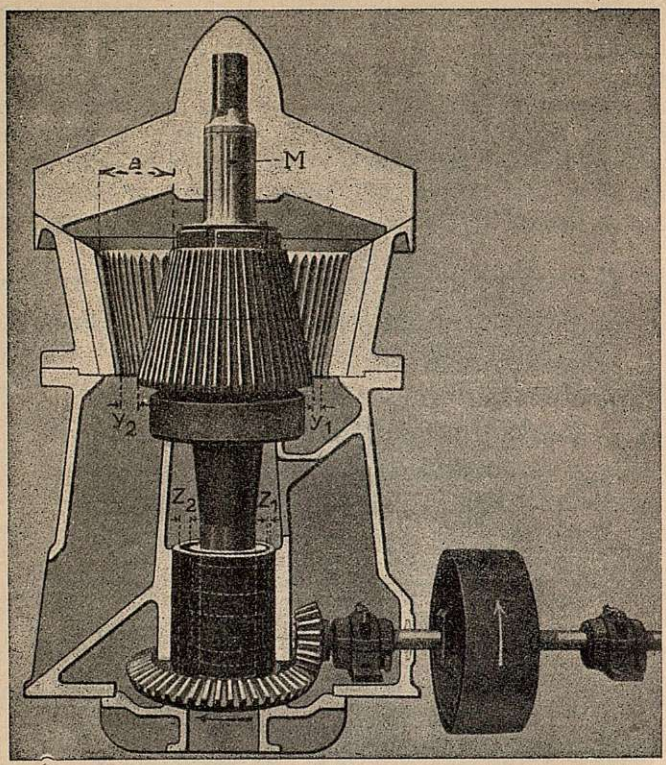


Fig. 827

inferior tiene dos casquillos: uno exterior, que va a la rueda dentada, transmisora del movimiento, y otro interior, con eje excéntrico con respecto al de la quebrantadora. La excentricidad se comprende por la diferencia entre Z_1 y Z_2.

Girando la rueda dentada, el casquillo interior del cojinete describe un movimiento circular alrededor del eje céntrico de la quebrantadora, arrastrando a la parte inferior del eje principal, de modo que éste, debido a su suspensión a manera de péndulo, ejecuta un movimiento circular con el cono quebrantador, sujeto encima, pero sin que llegue a girar el propio eje principal.

Con esto, la hendidura más pequeña entre el cono y el anillo quebrantador, marcada con y_1, camina constantemente con el número de revoluciones del eje principal alrededor de la circunferencia, mientras que por el lado opuesto se halla siempre el mayor ancho de la hendidura y_2.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La dimensión de la machacadora la fija la distancia *a*, medida radialmente entre el cono y los cóncavos. Esta dimensión fija el tamaño máximo de las piedras; si la alimentación es absolutamente automática, es necesario que la dimensión mayor de las piedras sea inferior a *a*. Si es a mano o semiautomática, una dimensión será inferior a *a*, y la otra, 2 a 2,5 *a*.

La dimensión del producto quebrantado depende del valor y_2, que normalmente es $0{,}2a$. Puede graduarse bajando o subiendo el cono; mas esto se hace sólo para contrarrestar el desgaste. La manera de variar el tamaño del material quebrantado es empleando diversos conos que dejen más o menos abertura inferior.

Se llama dimensión de un producto de la quebrantadora aquella en la que no quede más de un 15 por 100 de peso retenido en la criba de dicha dimensión.

La quebrantadora giratoria produce pocos productos finos, y son indicadas cuando se desee material de un tamaño casi uniforme, al igual que las quebrantadoras de mandíbulas con mayor movimiento en la abertura de descarga. La comparación entre el producto obtenido en estas dos y la de mandíbulas con mayor movimiento en la abertura de carga la indica la figura 826. Se ve que para un mismo tamaño, la 1 da 20 por 100 de elementos inferiores a 25 mm; la 2, 25 por 100, y la 3, 38 por 100.

Los cóncavos y conos pueden ser lisos o acanalados, dando en este último caso menos elementos finos y una fragmentación más regular del producto.

La quebrantadora giratoria es la indicada para grandes rendimientos y tiene marcha más tranquila y regular.

Se fabrican con aberturas *a* de 170 a 1 100 mm, empleándose las de 500 a 1 100 como quebrantadoras previas. Las de 170 mm a 400 mm producen de 15 a 50 m^3/hora, y necesitan una potencia de 25 a 90 caballos.

En algunas puede variarse la excentricidad del árbol, de modo que permite variar el tamaño de los productos obtenidos.

Trituradoras. — Admiten material hasta 600 mm, para convertirlo en gravilla y arena. Tres son los tipos principales:

Trituradoras de cilindros, martillos y campana.

Trituradoras de cilindros. — Se componen de dos cilindros de acero, que, al girar en direcciones opuestas, cogen al cuerpo que se quiere triturar y lo destrozan, cuando su tamaño es superior a la separación entre los mismos y su resistencia menor que la presión ejercida por los rodillos sobre él. Un eje es rígido y otro puede ceder en caso necesario y ensanchar la abertura lo suficiente para dejar caer el cuerpo peligroso que se interponga. Se disponen para esto los cojinetes de modo que puedan resbalar, obteniéndose la presión necesaria por medio de muelles. El máximo tamaño del material admitido suele ser en éstas de 60 mm.

La figura 828 indica un tipo de estas trituradoras, en la que se aprecian los muelles del eje móvil.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

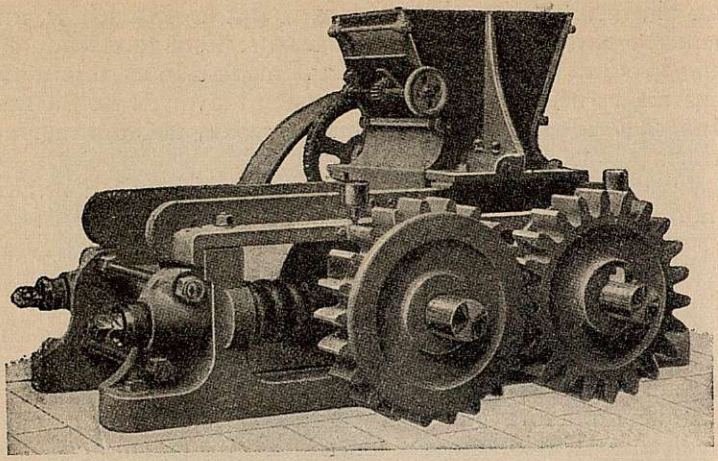


Fig. 828

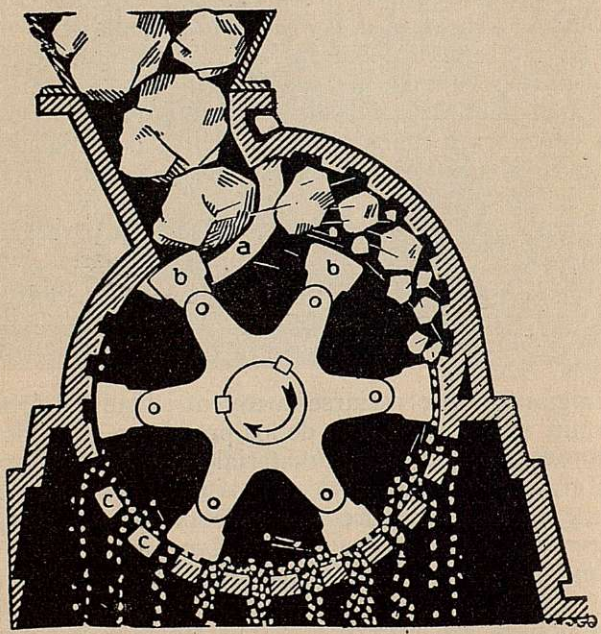


Fig. 829

Trituradora de martillos. — La figura 829 da clara idea del modo de actuar. El material grueso es retenido en la parrilla *a*, hasta que golpeado por los martillos *b* pasa por ella, es proyectado al ensanchamiento de la cámara y cae, y sale por la parrilla inferior *c* con el tamaño máximo que ésta permite. Admiten material hasta 600 mm.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Trituradora de campana. — El principio es el mismo que el de la quebrantadora circular: un árbol excéntrico lleva el cono o campana, que, en movimiento giratorio, aumenta o disminuye la abertura de salida. Fuertes muelles hacen mantener constante la situa-

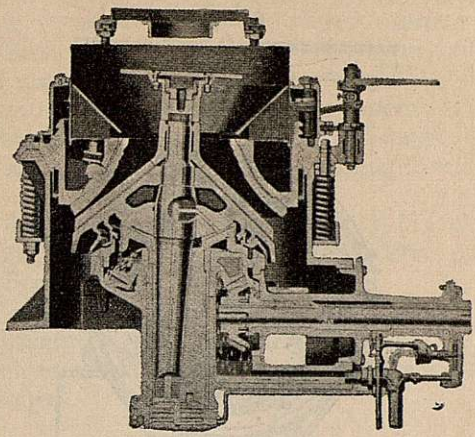


Fig. 830

ción relativa entre cono y cóncavos, y éstos ceden cuando se interpone un cuerpo duro (fig. 830). Admiten material, corrientemente, hasta 400 mm.

Molinos. — Se llaman así a los aparatos de trituración mecánica cuyos productos son predominantemente de carácter pulverulento. Entre los varios tipos señalaremos los más empleados, que son los molinos de bolas y cilindros.

Molino de bolas. — Consiste esencialmente en un tambor moledor rotatorio, dentro del cual es triturada la materia por bolas de acero.

La carga del molino es lateral, siendo luego triturada; a través de los agujeros de las placas *a* pasa al tamiz móvil previo *c*, desde allí al tamiz fijo y fino *d*, y, por fin, a través de éste, ya como producto acabado, a la parte inferior de la envuelta de chapa, de la cual es descargado por la boca de salida *b*. El material no suficientemente triturado y, por tanto, retenido por el tamiz previo o el tamiz fino, es devuelto al tambor por las paletas de retorno *f* para volver a triturarse.

La figura 831 indica una sección de este molino.

Molino de cilindros. — También son muy usados los molinos de cilindros, idénticos a las trituradoras de cilindros. Su característica principal es suministrar gran cantidad de polvo fino.

Clasificación.

Para ello se emplean cribas, ya planas, fijas u oscilantes, con agujeros redondos o cuadrados, ya cilíndricas, giratorias, acopladas las de calibres distintos, con objeto de hacer una separación

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

completa por tamaños; reciben las últimas el nombre de *trommels*. La figura 832 indica una criba colíndrica o *trommel* para cuatro ta-

Molino de bolas.

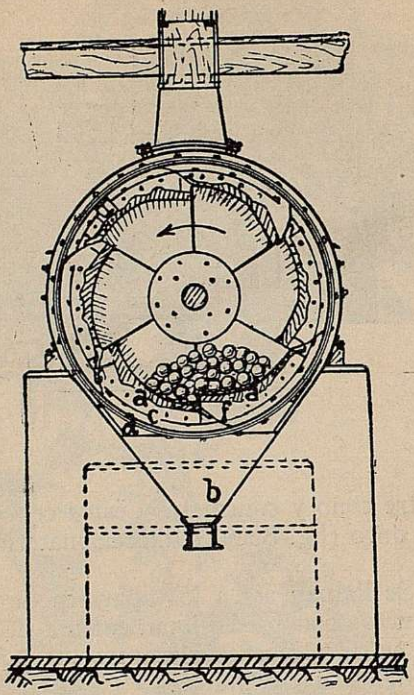


Fig. 831

maños. Algunos *trommels* tienen sección hexagonal, y al girar producen desplazamientos y sacudidas mayores al material, facilitando el que éste atraviese la criba.

Transportes secundarios.

Llamamos así a los realizados en pequeñas distancias en instalaciones de quebrantación, almacenaje, dosificación, etc.

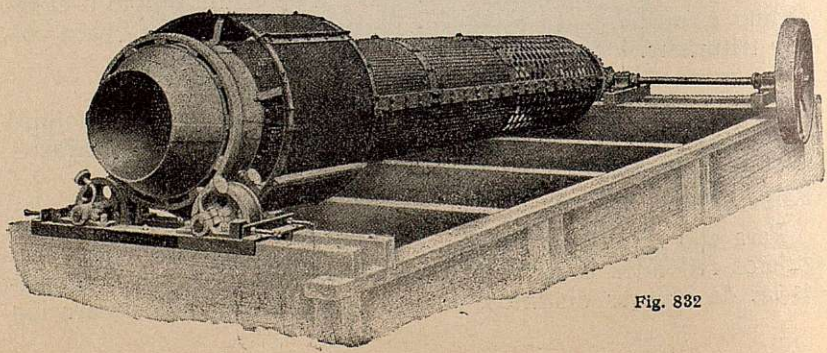


Fig. 832

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Suele emplearse en ellos cintas, tornillos, elevadores de cangilones, fijos o basculables principalmente.

Cintas transportadoras (Belt-conveyor). — Consisten en una correa sin fin arrollada a dos poleas — una, impulsora; la otra, tensora —, que descansa sobre un cierto número de rodillos y que permite transportar material suelto, ya en horizontal, ya en pendiente, con una inclinación límite de unos 25° (45 por 100). Las cintas suelen ser de cáñamo, forradas de caucho, o de algodón impregnado de balaca. En sección transversal puede ser plana o en forma de artesa, que permite un encauzamiento mejor de los materiales.

Su ancho varía de 300 a 1 200 mm, y la velocidad, de 1 a 3,5 m/seg. No se debe llegar a los 300 m con una sola cinta, aunque a veces se llegó a 500 m.

Con anchos de 300 a 1 000 mm y velocidad de 1,25 m/seg se tiene un rendimiento medio que varía entre 11 y 150 m^3/hora, y se consumen en una correa de unos 60 m de 3 a 25 CV en transporte en horizontal.

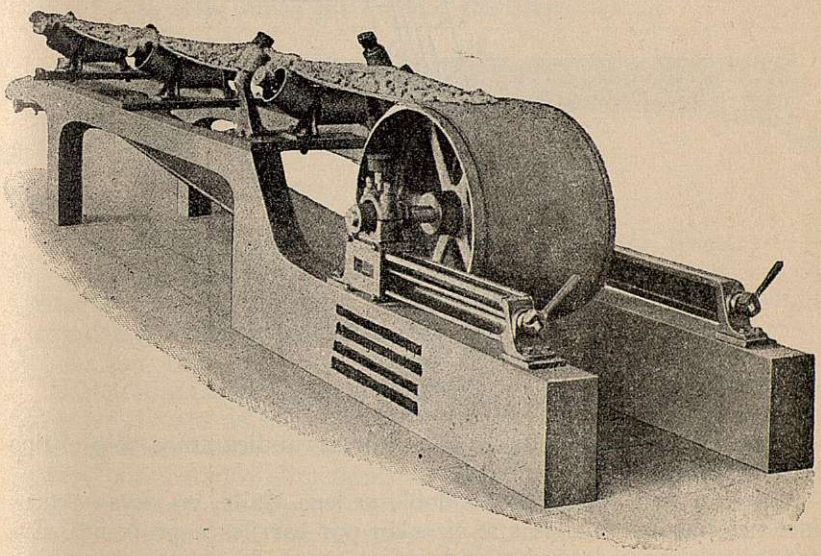


Fig. 833

La figura 833 indica un transporte de cinta en forma de artesa.

Elevadores de cangilones. — Cuando el transporte es vertical o muy inclinado se emplean los elevadores de cangilones. Deben usarse sólo para productos finos, arena y cemento, con los que hay menos riesgo de avería. Constan de una correa de caucho, cuero o también, a veces, una cadena a la que van unidos los vasos o cangilones que elevan el material. La correa o cadena pasa por dos po-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

leas o ruedas dentadas situadas en sus extremos, una de ellas motora, y la otra tensora.

Se emplean para subir alturas hasta de 50 m como máximo. Su velocidad varía desde 0,3 a 2 m/seg, y la capacidad de los cangilones, de 2,5 a 100 litros.

La figura 834 indica un elevador de cangilones.

Norias de cangilones basculables. — Se emplean para transportar en dirección que en parte sea vertical, horizontal e inclinada, tan pronto en sentido ascendente como en descendente.

Si el trayecto horizontal es muy largo es preferible combinar elevadores y correas sin fin.

Elevador de cangilones

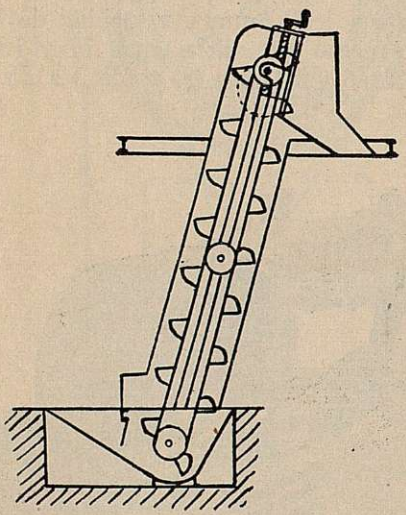


Fig. 834

Muchos son los tipos de estas norias; indicaremos sólo el tipo Hunt, como ejemplo de ellos.

Consta (fig. 835) de una doble cadena Galle, en cuyas articulaciones hay ruedecillas que circulan por carriles a propósito. Entre los eslabones de ambas cadenas se suspenden por encima de su centro de gravedad los cangilones (sin interrupción o de trecho en trecho). Los cangilones se llenan en un punto cualquiera y se vacían al dar contra un tope, que puede situarse en el punto que convenga del tramo horizontal. En la cadena hay que intercalar un órgano elástico para graduar la tensión.

Tornillos transportadores. — Constan de un helicoide, compuesto de espiras de palastro, fijadas a un eje, que puede ser macizo, o un simple tubo. El árbol gira en dos cojinetes extremos, comunicando un movimiento de traslación a la materia que contiene la caja

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de madera o de chapa. Ordinariamente el eje es horizontal, aunque puede tener hasta 30° de inclinación. Se emplean sólo para distancias cortas.

Noria de cangilones basculantes.

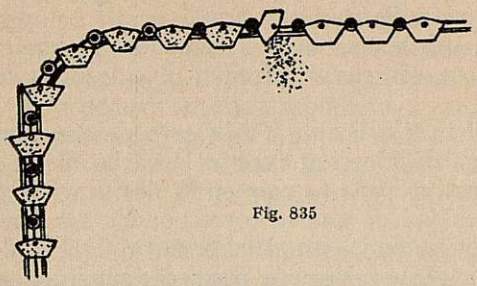


Fig. 835

Con diámetro de 200 a 500 mm y revoluciones por minuto de 100 a 50, el consumo de fuerza motriz en un tornillo de 10 m de largo varía de 1 a 5 CV, y el rendimiento por hora, de 6 a 60 m^3.

La figura 836 indica un tornillo transportador.

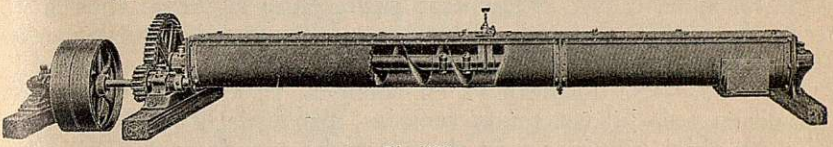


Fig. 836

Depósitos.

Para almacenar las primeras materias, cemento, arena, gravilla y grava, se emplean silos o tolvas, que pueden ser metálicos o de hormigón armado. Muchas veces se aprovechan configuraciones adecuadas de laderas, las cuales, limpiadas, a veces revestidas y separadas por muretes, sirven como depósito de materiales.

Suelen alimentarse directamente desde los *trommels,* que tienen una tolva debajo de cada parte del tambor que vierte directamente en el depósito. Otras veces existen bajo los *trommels* pequeños depósitos, alimentados directamente por ellos, y que descargan en unas vagonetas que transportan el material a los verdaderos depósitos. Puede también transportarse el material de los clasificadores al depósito por correas, norias o tornillos.

Descargan generalmente por la parte inferior, siendo muchos los tipos de cierres y descargadores, empleándose, a veces, automáticos en donde la constancia de caracteres de los elementos que constituyen el hormigón permita hacerlo sin que varíen las características de éste apreciablemente; o si no, se descargan a mano.

Dosificación.

Desde el punto de vista técnico es más perfecta la dosificación hecha a base de peso que la hecha por volúmenes de componentes.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Es esto tan evidente y es tanta la importancia de hacer una dosificación absolutamente satisfactoria, que sólo cuando la hecha por volumen reúna condiciones de aproximación que alejen todo temor de error apreciable se puede recurrir a esta última; pero tampoco debe renunciarse sin razón a ella, ya que ofrece ventajas de carácter económico y de rapidez operatoria, que es obligado tener muy en cuenta cuando se trata de grandes obras.

Los componentes del hormigón son cemento, grava, gravilla, arena y agua. Vamos a ver cuáles admiten una dosificación volumétrica.

Cemento. — Es el más delicado y más caro de sus componentes; por esto exige una dosificación exacta; la variación de su densidad aparente es excesiva para confiar en la dosificación volumétrica; además, la necesidad de que se correspondan totalmente sus dosificaciones con las estudiadas en el laboratorio hace que se emplee siempre la dosificación a base de peso. Se emplean para ello balanzas taradas, que vuelcan en una tolva la carga cuando se llega al peso fijado, o se hace la dosificación a mano, calculando el peso por sacos y medios sacos (ya que el peso del cemento necesario por metro cúbico suele ser un múltiplo de 25 kg). Cuando en una amasada no se ha echado medio saco justo, en la siguiente se echa el resto del saco, y al mezclarse las dos en el cuerpo de la obra queda el hormigón con la dosificación requerida.

Áridos. — Se dosifican ya en volumen, ya en peso. La dosificación en peso tal vez reúna ventajas, aparte de la mayor perfección, en obras pequeñas y en obras grandes cuando se empleen sólo dos clases de árido. Si se emplean más (tres o cuatro) en cada clase, la dimensión es casi uniforme, lo que indicará una uniformidad de volumen de huecos y, por lo tanto, una casi perfecta equivalencia, entre las mediciones, en volumen y en peso. Pudiendo, pues, deducir el peso en función del volumen bastante aproximadamente; y contrastando el trabajo por medio del laboratorio de obra, que permite corregir las dosificaciones si no responden a las estudiadas en él, puede aceptarse, por la sencillez y rapidez de las instalaciones, así como también por su economía, la dosificación en volumen.

Agua. — No es necesario hacer resaltar la importancia que la dosificación del agua tiene en las características del hormigón, en las que influye esencialmente la cantidad absoluta de aquel elemento y su relación con la de cemento.

Es preciso en toda obra bien llevada tener la absoluta seguridad de que aquella dosificación se verifica con verdadera precisión y con arreglo a las instrucciones que dé el laboratorio de ensayos, que simultanea sus trabajos con la obra.

Cuando se cuenta con arena absolutamente seca, el problema de la dosificación del agua es sencillo. Se complica cuando, por circunstancias de lugar y clima, el estado higroscópico de la atmósfera humedece la arena en proporciones considerables, y, lo que es

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

peor, en proporciones variables de unos días o momentos a otros. Este inconveniente se agrava cuando, por imperfección de silos o de transportes, la arena puede absorber cantidades considerables y también variables de humedad procedentes de lluvia u otros orígenes.

Es evidente que en tales circunstancias la labor de dosificación de una cantidad fija y determinada de agua en una mezcla de áridos, que llevan ya en sí un grado de humedad variable, presenta el problema complicado de medir constantemente dicho grado de humedad, para deducir en cada momento el saldo o suplemento variable, que hay que agregar para que el total del líquido sea el fijado por el laboratorio. Salta la vista lo que labor tan engorrosa ha de complicar la ejecución de estos trabajos, en los que su rapidez es cualidad esencial.

Es, pues, lógico que en obras en que se han presentado tales dificultades se haya intentado vencerlas, y para ello se ha recurrido al método de alimentación de arena, llamado por inundación, que consiste en saturar la arena de agua, dado que en tales condiciones el volumen aparente de una arena determinada es constante, y también el volumen de agua necesario para la saturación, y añadir a éste el que falte para llegar a la dosificación fijada (*Engineering News-Record*, 22 junio 1922, pág. 1046, y 7 mayo 1926, pág. 775, y *Technique des Travaux*, 1928, pág. 320).

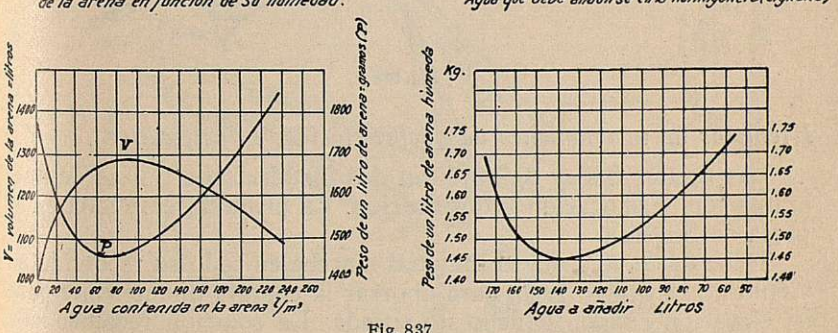


Fig. 837

En Cignana se empleó un método muy interesante, que consistió en dibujar una curva (fig. 837), en la que las abscisas daban el agua que contenía un metro cúbico de arena, partiendo de un metro cúbico de arena seca, y las ordenadas daban el volumen aparente, que será el metro cúbico de arena seca, más lo que aumenta con el agua.

Se dibujó otra correspondiente con las mismas abscisas y en ordenadas el peso del litro correspondiente de arena. De éstas se dedujo otra, que tenía por ordenadas el peso de un litro de arena húmeda, y en abscisas el agua que le faltaba al metro cúbico para

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tener la requerida (220 l en Cignana). Bastaba, pues, pesar un litro de arena húmeda y entrar en esta curva para conocer el agua a agregar.

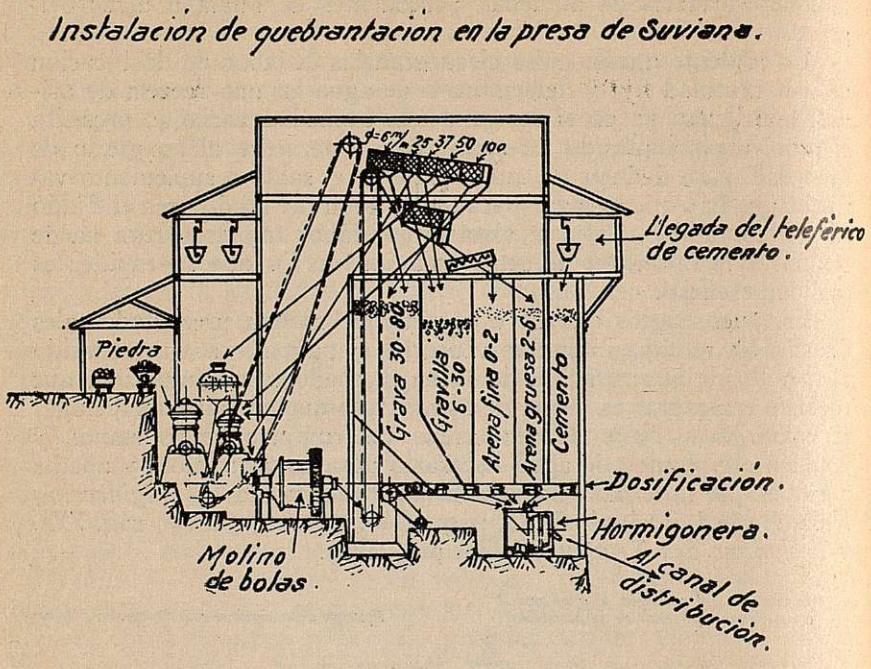


Fig. 838

Ejemplos de instalaciones de quebrantación y dosificación.

Las figuras 838 y 839 indican dos instalaciones típicas de quebrantación, clasificación y dosificación. La primera, empleada en la presa de Suviana.

Debe tenderse a que el material marche en todo su recorrido en virtud de su propio peso, para ahorrar la energía que necesite para su elevación cuando aquello no suceda. La solución recomendada se hubiera obtenido en el caso de la figura 839, si las circunstancias de llegada de los materiales y configuración de la ladera hubieran permitido colocar las quebrantadoras giratorias a nivel superior que los *trommels* o clasificadores.

Como ejemplo de la instalación de dosificación indicaremos la del Esla (fig. 840). El cemento descarga de los silos, y por un tornillo transportador, un elevador de cangilones y un segundo tornillo transportador, va a una tolva que alimenta la balanza de pesado, que descarga en cuanto tiene el peso debido en una antetolva, desde donde puede descargarse a la tolva de reunión de la hormigonera. El árido sale de sus silos con descargas taradas y va por una correa transportadora a un pequeño silo de reunión, desde don-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esquema de una instalación de quebrantación

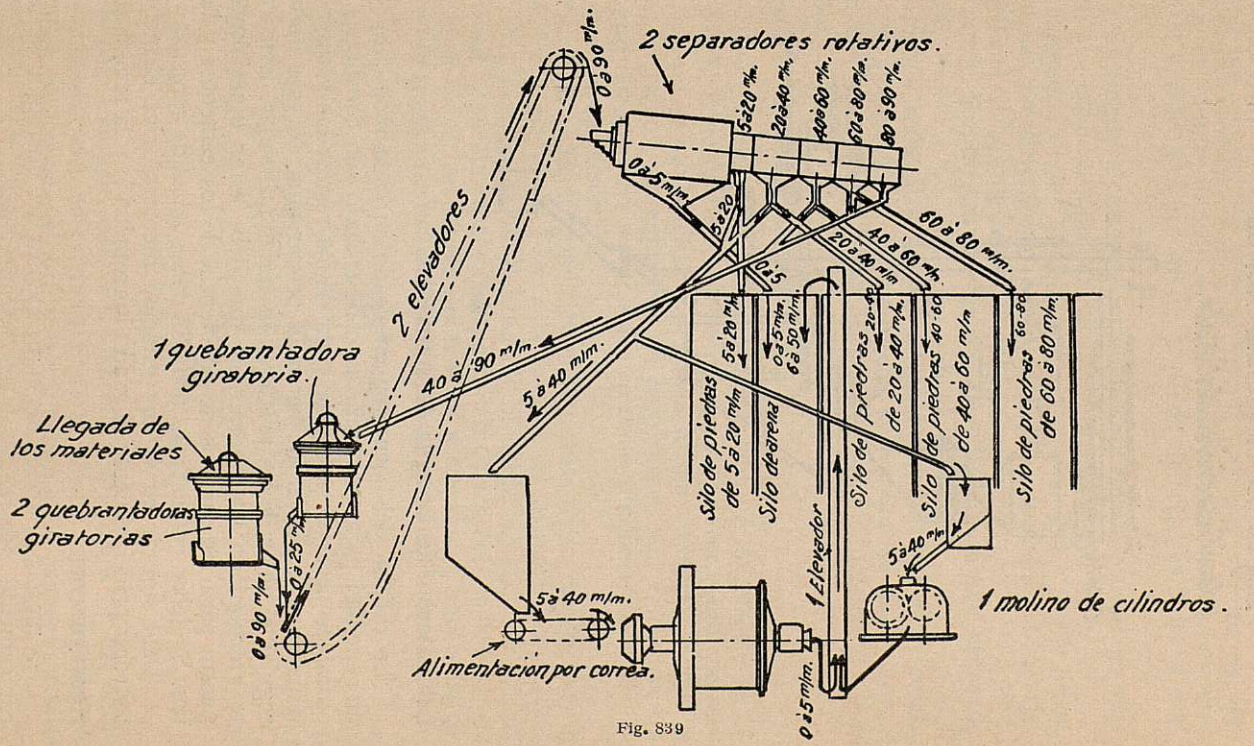


Fig. 839

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de cae en un depósito tarado, para dar una cantidad fija por amasada, y de allí a la tolva de reunión de la hormigonera.

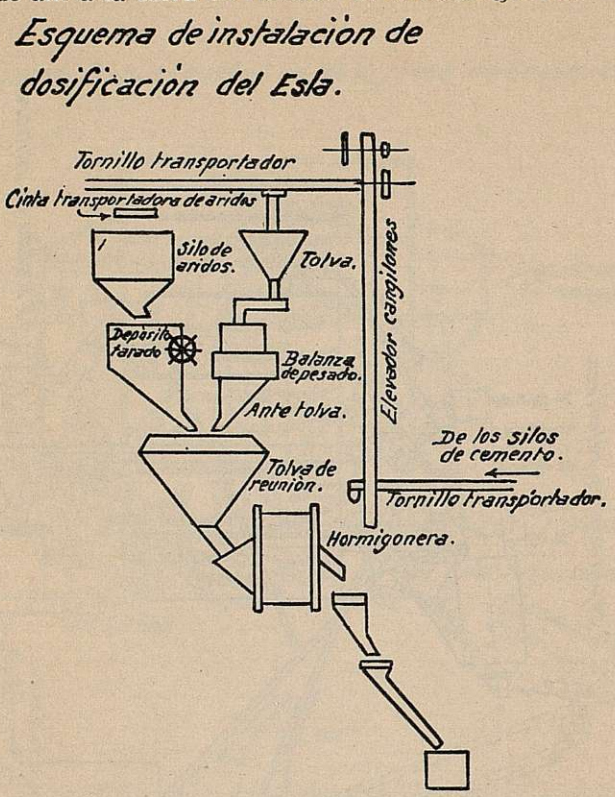


Fig. 840

Laboratorios de ensayos de materiales.

La calidad del hormigón empleado en cada momento y su homogeneidad para un mismo tipo de trabajo son cuestiones tan importantes desde el punto de vista de los resultados futuros, que es indispensable vigilar de cerca la preparación de este hormigón y regular el valor de las primeras materias utilizadas. Estos trabajos se efectúan en un laboratorio, que debe estar especialmente dispuesto para los ensayos de resistencia de los cementos y hormigones. Se deben empezar las pruebas meses antes de comenzar la obra.

Debe figurar en él una estación meteorológica elemental para apreciar principalmente el grado higrométrico y la temperatura.

Hormigoneras.

La mezcla de todos los componentes del hormigón se hace mecánicamente, por medio de las hormigoneras.

Consisten en un tambor cilíndrico o tronco-cónico giratorio, en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cuyo interior, provisto de álabes o palas, se mezclan, al girar, los componentes del hormigón. La carga se realiza generalmente por un lado y la descarga por el otro, o abriendo los dos semitambores, o por basculación de todo el tambor.

Según los estudios de Mac Millan, la duración mínima del batido debe ser de un minuto. La compacidad y trabajabilidad aumentan con él hasta un cierto límite, a partir del cual es lento el crecimiento.

Para hormigones con elementos finos el amasado debe ser más enérgico que cuando dominan los elementos gruesos.

La capacidad de las hormigoneras varía de 160 a 4 000 litros, y la potencia requerida, de 1,5 a 60 CV, y la capacidad de trabajo, de 4 a 80 m^3 de hormigón por hora.

Se puede aceptar un medio de 0,4 CV por m^3 de amasado por hora.

Convienen todas las hormigoneras mecánicas de gran rendimiento; se prefieren, sin embargo, las de tambor de doble tronco de cono derivadas de las Smith Milwaukee, o las cilíndricas del tipo Ransome.

Puesta en obra del hormigón.

Constituye la base de toda la organización de los medios auxiliares, por la serie de limitaciones que en su proyecto ejercen distintos factores, como la ubicación, perfil, forma y tiempo de colocación del hormigón, movimientos de encofrados, etc. Limita y fija el máximo del total trabajo horario posible y pone el tope al mínimo plazo de ejecución.

Deben figurar como condiciones esenciales de la instalación: la capacidad del medio auxiliar y la rapidez en su maniobra; la garantía de la inalterabilidad del hormigón desde la salida de la hormigonera a la puesta en obra; la facilidad de acceso por la masa de hormigón a todos los puntos del macizo a construir; la compatibilidad con la menor perturbación del trabajo total de la labor de co-

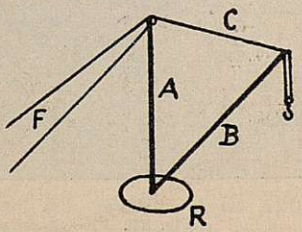


Fig. 841

locación del hormigón con el transporte y maniobra de los encofrados y demás elementos auxiliares; la sencillez y resistencia de los medios de puesta en obra y costo mínimo de primera instalación, de conservación y de consumo de energía por trabajo horario y unidad fabricada o construída. Unido esto a la máxima segu-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ridad del personal y la posibilidad de fácil inspección y vigilancia.

El elemento característico y diferencial de las diversas instalaciones de puesta en obra del hormigón reside en el modo de transporte y repartición de aquél desde las hormigoneras a la obra.

Se pueden distinguir las disposiciones esenciales siguientes:

1.ª *Transporte por vagonetas,* siendo éstas cogidas por grúas o derricks y descargadas en el sitio deseado.

El derrick (fig. 841) es un aparato auxiliar muy empleado, que consiste en un mástil vertical, *A,* colocado en el eje de una rueda dentada, *R;* un brazo o pluma móvil, *B,* unido por un cable, *C,* al extremo del mástil, *A.* La pluma *B* puede variar su ángulo con el horizonte, y además girar alrededor de *A.* El mástil *A* va atirantado por los vientos *F.*

Tiene aplicación este modo de puesta en obra del hormigón en presas de gran longitud y poca altura. Es, pues, empleado en donde los espacios cilíndricos que limitan la zona de trabajo del derrick pueden yuxtaponerse y sucederse en series transversales o longitudinales, sin que aquellos espacios se interfieran, perturbando la actuación de un aparato la del adyacente.

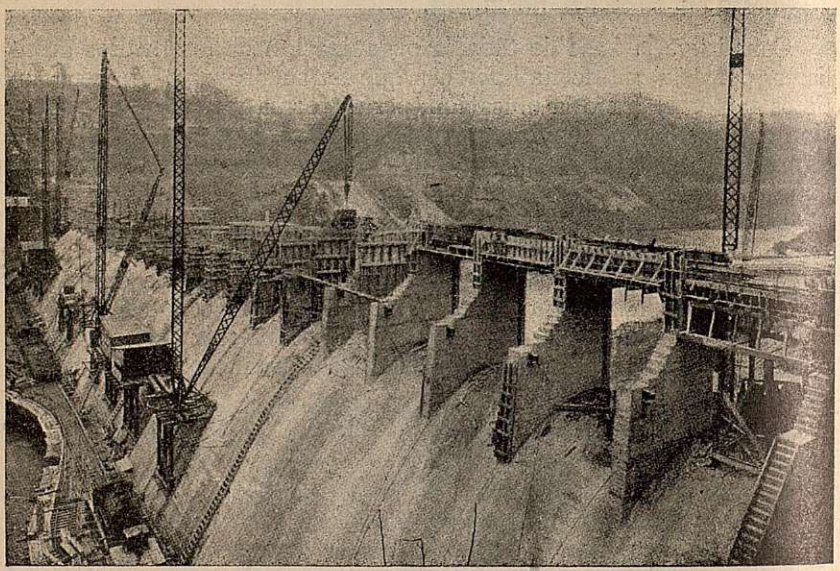


Fig. 842

La figura 842 muestra la construcción de la presa del río Cheat, en donde se emplearon ocho derricks con mástiles de 30 m y plumas de 35 m, que cargaban vagonetas de 1,5 m^3, llegándose con esta instalación a poner 1 600 m^3 en un día.

La capacidad horaria máxima de un derrick es de unos 20 m^3.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

2.º *Transporte por correas.* — Se emplea, ante todo, en hormigones plásticos y secos y tiene la ventaja de que el material llega a la obra en las mismas condiciones que salió de la hormigonera.

Se monta la correa sobre castilletes de madera o metálicos, pudiendo éstos quedar sumergidos en la obra o ir moviéndolos a medida que ésta avanza. La figura 843 muestra la instalación de hormigonado de la presa de Spaulding.

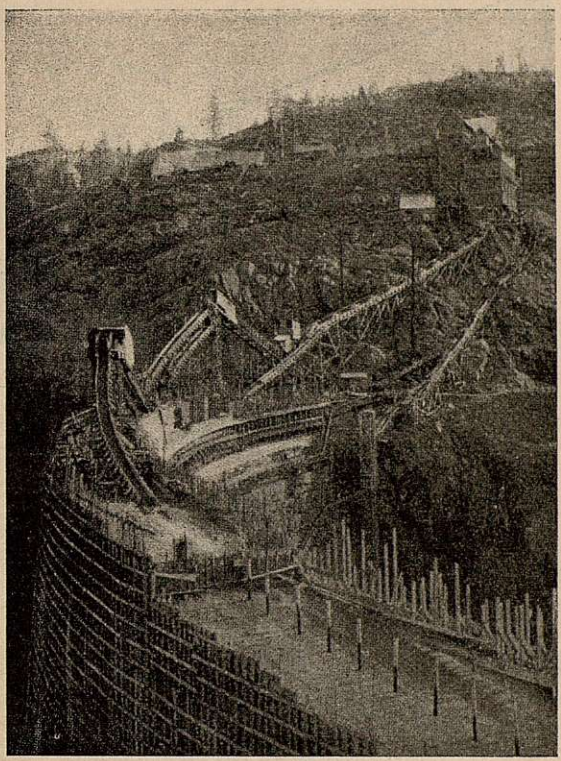


Fig. 843

Puede también montarse en forma de puente colgante, con apoyos fijos o móviles, corriendo la cinta transportadora a lo largo del piso.

Aun siendo móviles los castilletes de apoyo de la cinta o los apoyos del puente colgante, es pequeña la zona de trabajo cubierta, y se llega a los puntos alejados del transporte principal, ya por medio de canaletas, ya por transportes secundarios de correas.

Es interesante señalar un caso de instalación para preparación y puesta en obra de hormigón y para transporte de tierras, seguramente el de mayor importancia hasta el día, efectuado en las presas de Wanaque y Green-Swamp. Se emplearon cintas de 50 y

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

80 cm de ancho, con tramos de 18 a 300 m, velocidad de 2 m por segundo, y con pendientes de 25 por 100 para la arena y grava y 40 por 100 para el cemento, y con una longitud total de 4 234 m. Las cintas que transportan el hormigón van envainadas para calentarlas en el invierno cuando baja la temperatura.

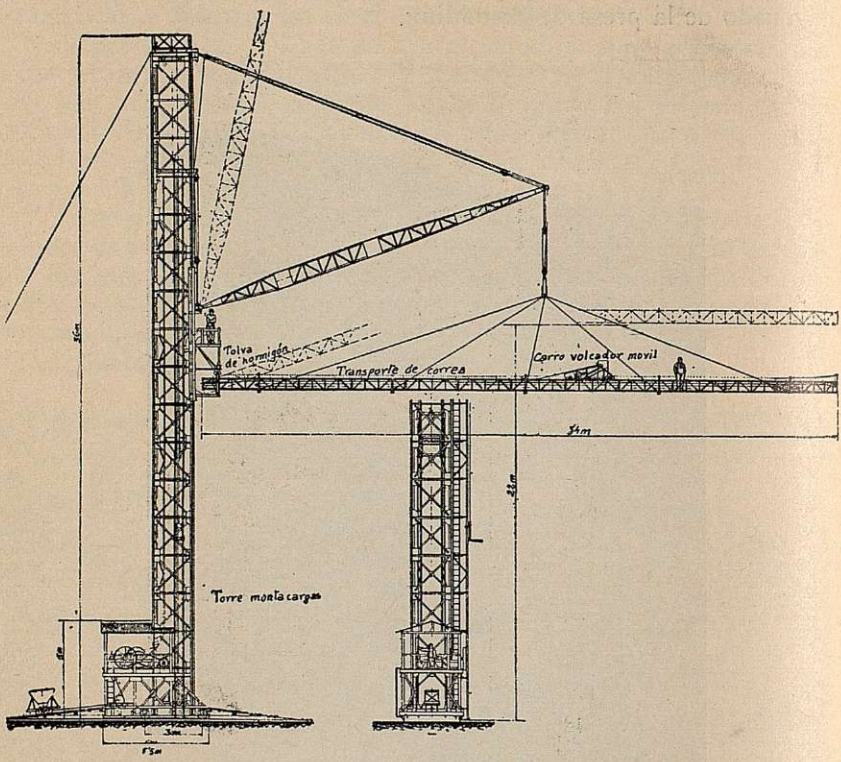


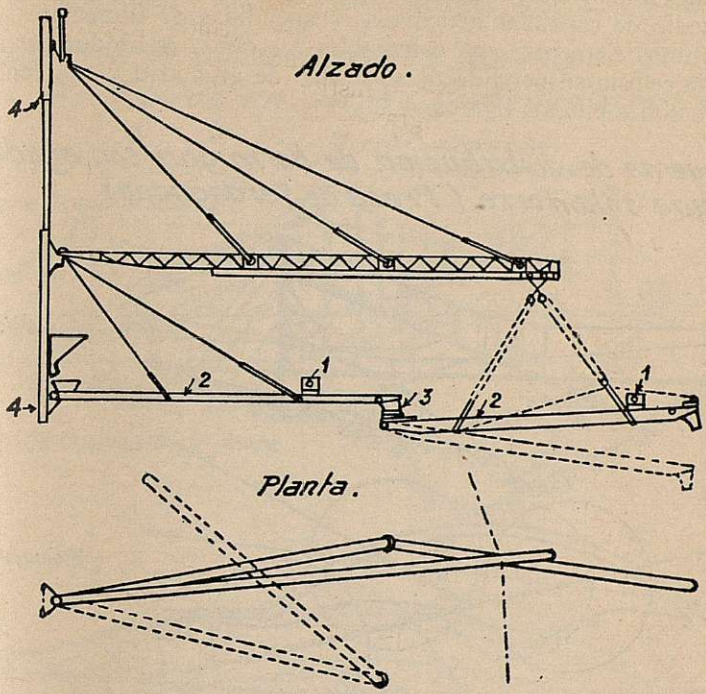
Fig. 844

Se realiza también a veces el transporte elevando el hormigón por una torre, que lo descarga en una tolva, que alimenta una cinta horizontal, y ésta puede descargar en cualquier punto de su trayecto. La cinta puede elevarse (fig. 844) y también girar alrededor de la torre, y ésta ser fija o móvil, lo que le da un campo de acción grandísimo.

Muy parecido es el sistema empleado en la presa del Diablo (figura 845). Consiste en dos correas, una de las cuales cuelga de la torre y la otra de un carretón móvil que va por la parte inferior de una viga. Los movimientos de las dos se controlan desde la viga por un operador. El carretón corre a lo largo de la viga, y ésta puede oscilar a derecha e izquierda, barriendo un ángulo de 197°, lo que permite girar a las correas un ángulo de casi 360°. El paso

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Torre de distribución del hormigón por cinta en la presa del Diablo.



1 - Motor.
2 - Cinta transportadora.
3 - Comunicación entre las dos cintas.
4 - Enlace móvil del pescante con la torre elevadora.

Fig. 845

del hormigón de una a otra correa es directo. En el extremo de la correa exterior existe un pequeño cabrestante, que permite ajustar el nivel de descarga. La velocidad de la correa interior es de 1,47 m/s; la de la exterior, 1,55 m/s, aminorándose el desgaste de la correa en la caída por esta diferencia de velocidad. La viga, y junto con ella, las correas, pueden elevarse en la torre, y la puesta en obra se realiza a nivel o por medio de una manga o tubo, trompa de elefante, que cuelga de la tolva extrema de la correa exterior. Con este medio se han conseguido poner en obra 85 m^3/hora.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

3.º *Por torres y canaletas.* — Se emplea este sistema para el hormigón colado, del que constituye la instalación típica.

El procedimiento consiste en elevar este hormigón a una altura suficiente por medio de torres metálicas provistas de montacargas verticales y distribuirlo desde este punto hasta el sitio conveniente por medio de canaletas articuladas suspendidas de funiculares, cuyos últimos elementos son orientables y están constituídos por una viga de celosía suspendida de su centro de gravedad y con contrapeso, o sobre pilonos ligeros.

Esquema de distribución de hormigón con ayuda de una sola torre. (Presa de Sardagnana)

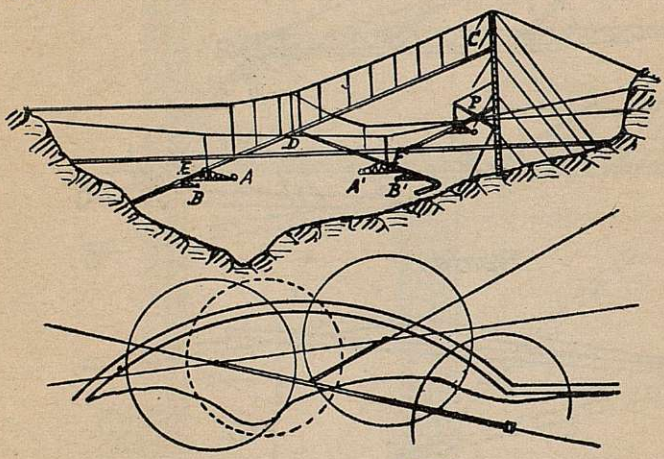


Fig. 846

La disposición más generalmente adoptada es la indicada en la figura 846. Elevado el hormigón hasta la parte *C* de una torre, fluye hasta *D* por una canaleta pendiente de un cable sujeto al punto más elevado de la torre; unas canaletas, *DE* y *DF*, convenientemente orientadas, van a alimentar a otras móviles apoyadas en vigas triangulares provistas de contrapeso, *AB*, *A'B'*, que pueden llegar a un punto cualquiera de un círculo de gran radio.

En algunas obras, para llegar a un resultado satisfactorio, habría que dar a la torre una altura considerable; entonces se utilizan varias torres, colocadas en series, de modo que el hormigón elevado a la primera alimente a la segunda por su base, y ésta alimente, a su vez, desde su parte superior, la base de la tercera, etc. El resto del sistema es análogo a la anterior para cada una de la torres.

La figura 847 da un ejemplo típico de esta disposición, empleado en la presa de Barberine.

En las presas de Spitallam (Grimsel) y en la situada sobre el río Baker (E. U.) se ha empleado una especie de puente colgante, cuyo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

piso lo constituye el canalizo por donde corre el hormigón, y desde el cual parten saetines a distintos puntos de la obra.

Las torres son a veces construídas de madera, pero casi siempre son de acero, de sección triangular, cuando su altura no excede de 25 ó 30 m, y cuadrada para mayores alturas; entonces se les

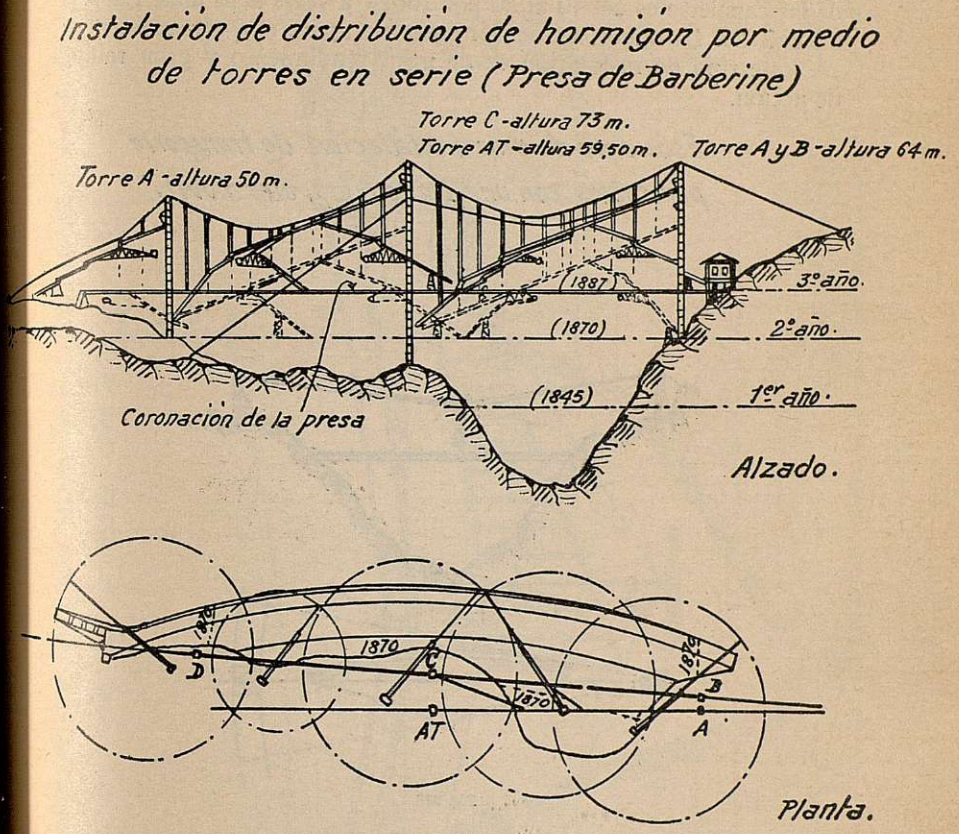


Fig. 847

da una dimensión aproximada de 2 m de lado (su sección es constante); su altura puede llegar a los 60 u 80 m, habiendo alcanzado los 100 m en la presa de O'Shaughnessy, y los 154 en la de Pardee. Se suelen atirantar cada 10 ó 15 m. A veces quedan embebidas en la presa. El cubo del transportador, cuya capacidad es de orden de 1 m³, se desplaza a una velocidad de 2 m/seg, al subir, y de 4 a 5 metros por segundo, al bajar; con un recorrido vertical medio de 40 m se llega con una torre de un solo transportador a los 60 metros cúbicos por hora. Para este trabajo se necesitará disponer de una potencia aproximada de unos 80 kilovatios.

Las canaletas se constituyen generalmente de plancha de acero de 3 mm de espesor y reforzada en los bordes. La forma de su sec-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ción es aproximadamente semicircular, y su diámetro, de 35 a 40 centímetros.

En el fondo está colocada una segunda plancha de 6 mm. El desgaste en este sitio es rápido, y esta plancha debe ser reemplazada después del paso de unos 15 000 m^3 de hormigón. La pendiente de las canaletas es del 40 al 50 por 100, y a veces algo más. La velocidad del hormigón es de 1 m por segundo, aproximadamente.

Este tipo de instalación es de gran rendimiento y gran radio de acción.

Esquema de una instalación de transporte por cables con una torre fija y otra móvil.

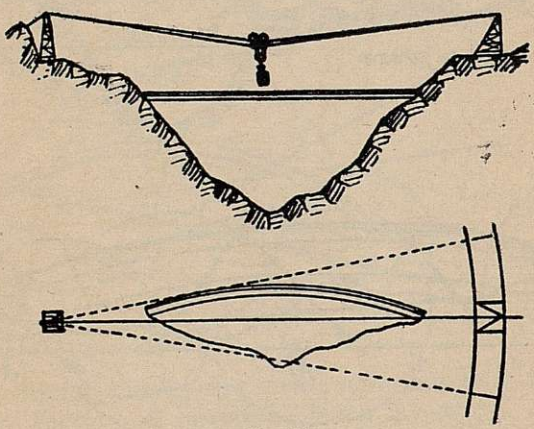


Fig. 848

4.º *Transporte por blondines o cables-grúas.* — Tienen un gran radio de acción. Consiste (fig. 848) en uno o varios cables paralelos que se apoyan en la parte superior de torres de madera o metálicas y amarran sólidamente en un punto posterior. Las torres pueden ser las dos fijas; una móvil, dando al conjunto un movimiento de sector, o las dos móviles, barriendo un área rectangular, como ocurre en la instalación de la presa del Jándula. A lo largo de los cables se desplaza un balde o cubeta de fondo móvil, que se lleva al sitio de empleo, se hace descender y descargar el hormigón.

La maniobra de desplazamiento y descarga de los baldes se hace desde una torre controlada por medio de una señal óptica o acústica.

La flecha inicial de los cables es de cerca del 5 por 100 de la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Disposición general de los medios auxiliares utilizados para la construcción de la presa del Wäggital.

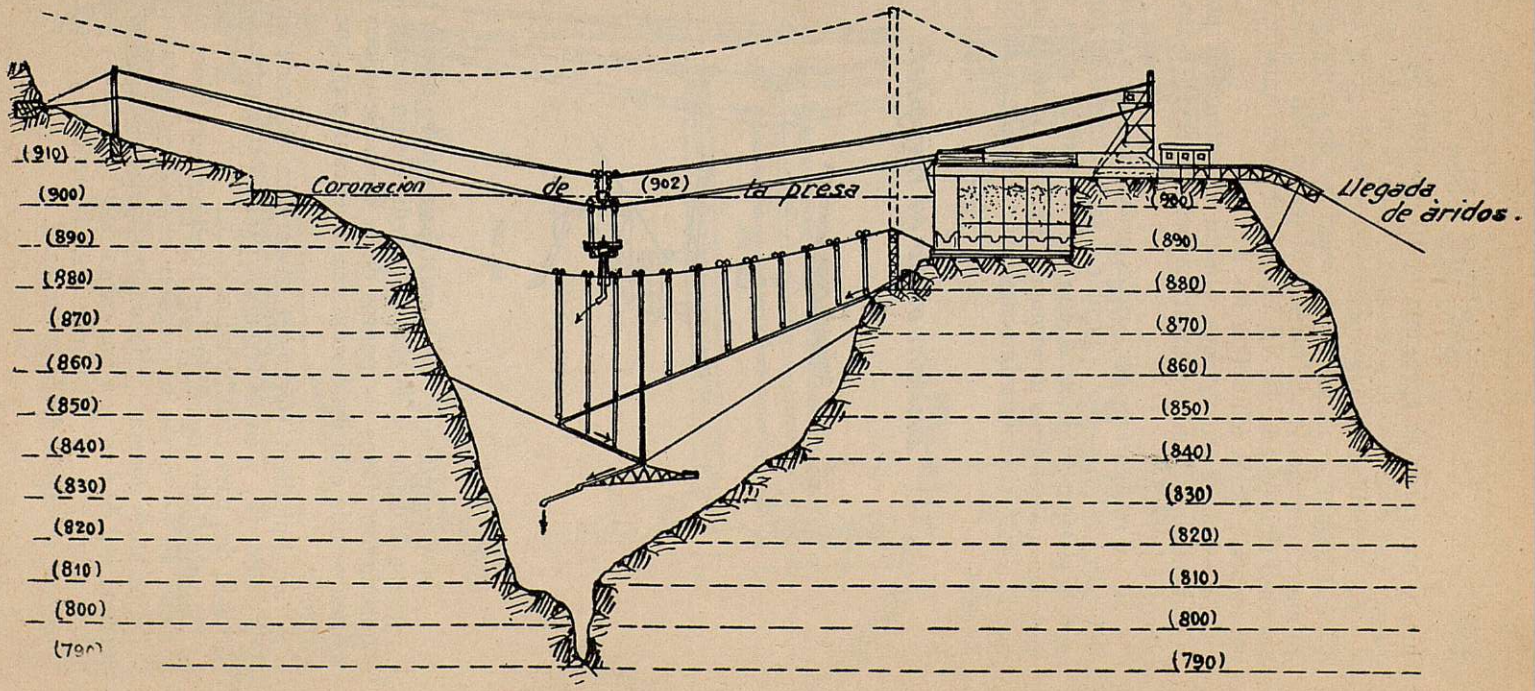


Fig. 849

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luz, y con carga se aproxima al 10 por 100. Se ha llegado hasta salvar vanos de 690 m y a baldes hasta 6 m³ de capacidad.

La capacidad de transporte de un cable-grúa tiene un límite perfectamente señalado por su velocidad de transporte y el tiempo mínimo requerido para carga y descarga. En condiciones normales es difícil rebasar los 15 viajes por hora, aunque se ha llegado en la presa de Wachusett a los 24.

Se emplean estos cables, aunque el sistema de puesta en obra del hormigón sea otro, para transportes y servicios auxiliares, como encofrado, etc.

5.° *Transportes por cables-grúas a tolvas sostenidas también por cables.* — No es posible a veces abarcar la zona de trabajo con el sistema anterior, o, aun siendo posible, no es económico ni práctico, por el gran movimiento que han de tener las torres, y se acude a este sistema mixto empleado en Wäggital, Spitallam y en el Esla.

Blondín usado en Wäggital.

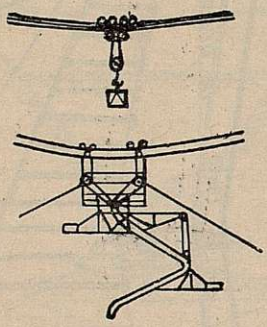


Fig. 850

En Wäggital (fig. 850) existía una tolva móvil, en la que descargaba el balde, y de ella, por medio de un saetín, era llevado el hormigón a todos los puntos de la obra. Se colocó hormigón, simultaneando esta instalación con la de canaletas, que indica la figura 849.

En Spitallam (Grimsel) descargaba el balde en donde podía directamente, y en donde no, en tolvas colgantes y móviles, existiendo dos para cada blondín.

En el Esla (fig. 851), los blondines son fijos; la instalación es doble. El hormigón se carga en el cazo *c* directamente a la salida de las hormigoneras, y tiene una capacidad de 4,5 m³, que equivale a una útil de 4 m³ y a una carga de 10 toneladas, y va a descargar a la tolva *f* de *B*. El movimiento horizontal y vertical del cazo o balde *c* se regula desde la cabina *d*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

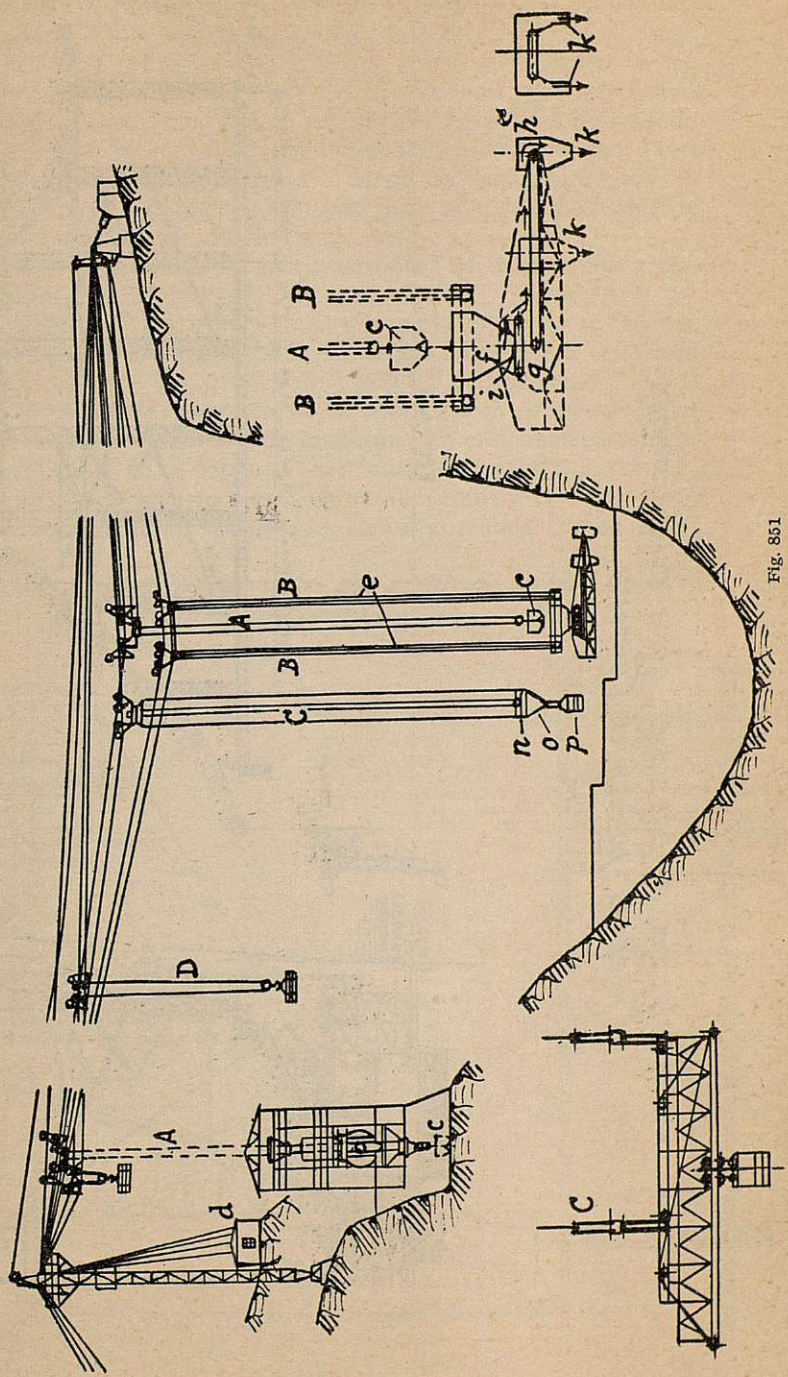


Fig. 851

Detalle de la instalación de cables grúas en el Esla.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Instalación de puesta en obra del hormigón en la presa de Cignana.

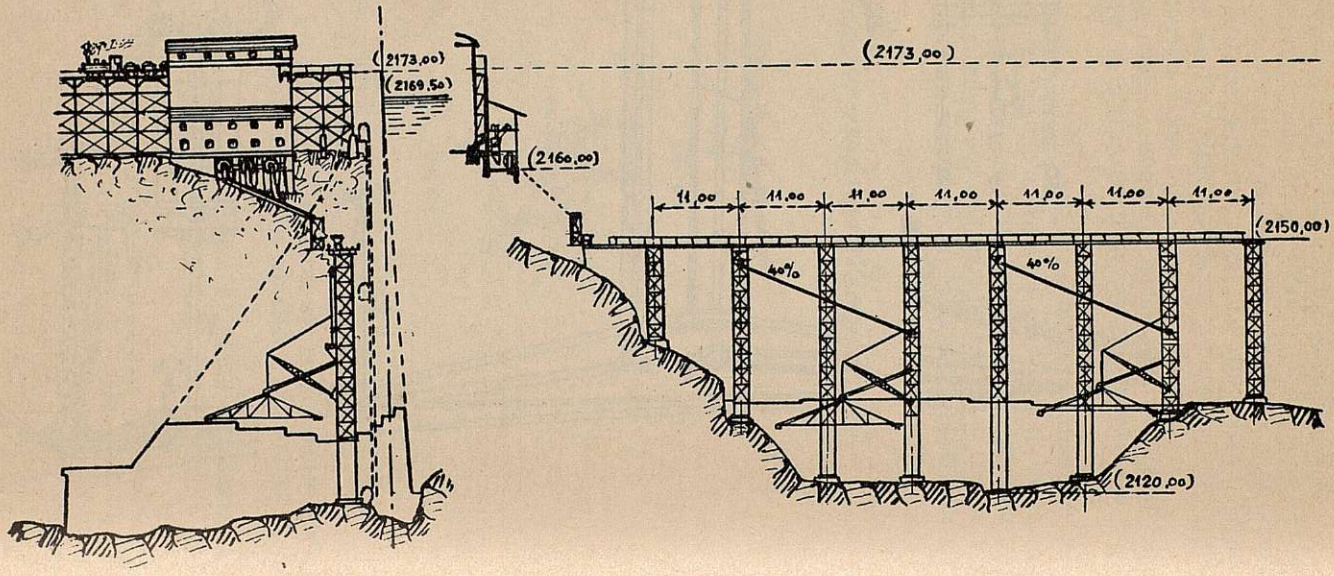


Fig. 852

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Descargado el hormigón en la tolva *f* del puente o plataforma de distribución, de 6 m³ de capacidad, por el alimentador continuo *i*, se descarga sobre la cinta *g-h*, que puede girar dentro de un plano horizontal alrededor del eje de *B*, cubriendo así un círculo de 12,5 m de radio. Para que el vertido del hormigón depositado en la cinta pueda hacerse desde cualquier punto de la misma, lleva ésta un descargador *K* deslizable a lo largo de toda su longitud, lo cual permite colocar el material en cualquier punto de la superficie de un círculo de 25 m de diámetro.

El cable-grúa *D* sirve para el transporte de encofrados y elementos auxiliares.

El cable-grúa *C* sostiene y mueve la plataforma de trabajo *n*, que se reduce a una viga armada de sección triangular, en cuya cabeza inferior corre una grúa *p* de 1 000 kg de potencia.

6.° *Por puente de servicio.* — Se emplean en presas de gran longitud. Puede ser metálico o de madera, y en el primer caso, quedar o no embebido en la presa, y tener altura superior a la coronación de la misma o elevarlo a medida que lo requiera la obra, y con él las instalaciones de hormigoneras. Sobre el puente corren vago-

Puesta en obra del hormigón por puente de servicio lateral en la presa del rio Eel.

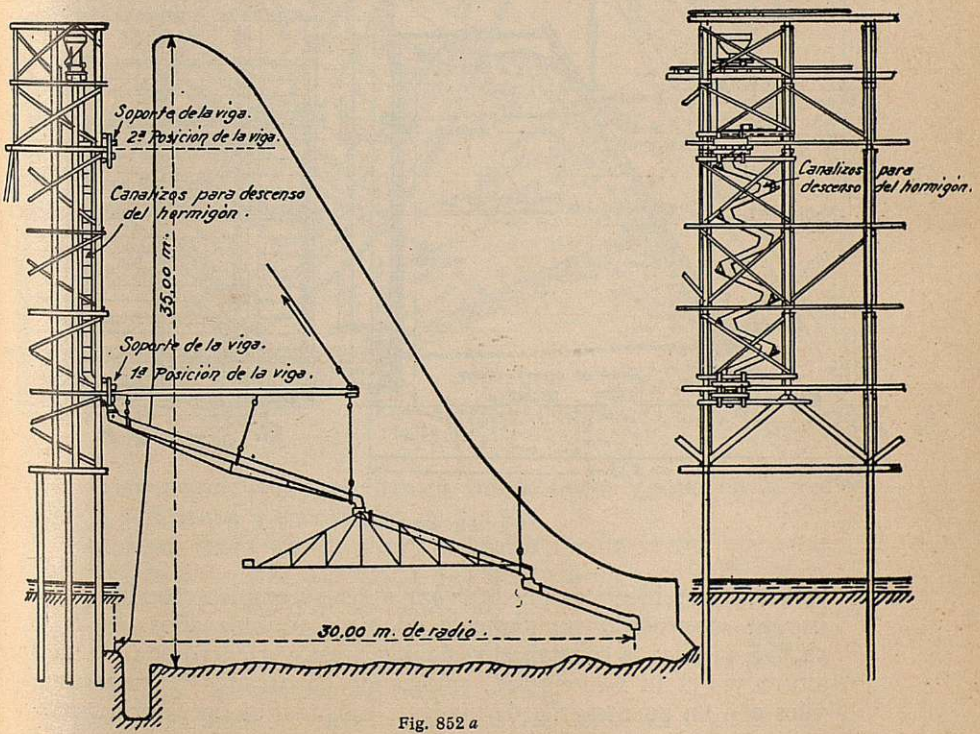


Fig. 852 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

netas que descargan en tolvas situadas en distintos puntos, y por canaletas se hace llegar a su sitio al hormigón. Suelen, a veces, ir sobre el puente, grúas de pórtico para el transporte y puesta en obra de bloques cuando se emplea hormigón ciclópeo.

La figura 852 indica la instalación de la presa de Cignana, en donde quedó embebido el puente en la presa.

Se empleó también este sistema en la presa de Gelmer, y en América, en la presa de Big Creek, en Wanaque y en la presa del río Eel, en donde era exterior a la presa y de madera; la disposición de este último la indica la figura 852 *a*.

Encofrados.

Suelen ser de madera o metálicos. Se emplean estos últimos, a pesar de su mayor coste, en donde por la repetición de formas

Encofrados metálicos empleados en el aliviadero de la presa de tierra de Danville.

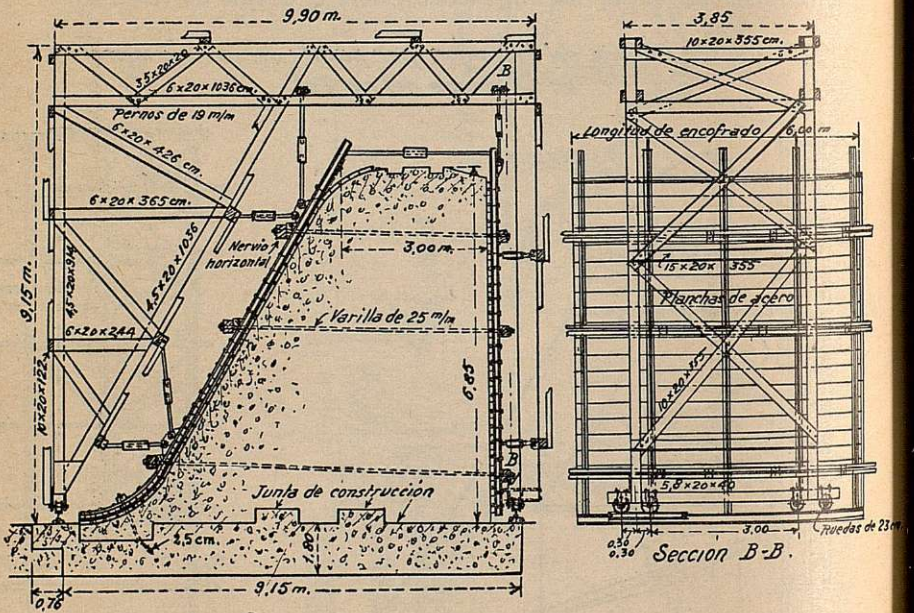


Fig. 853 *a*

constructivas idénticas puede llegar a ser su empleo económico. Su uso ha aumentado rápidamente en estos últimos años. La figura 853 *a* indica la construcción de una presa-vertedero de 6,85 m de altura y 141 m de longitud, empleando encofrados metálicos móviles con un puente-grúa de madera. La práctica operatoria y nor-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

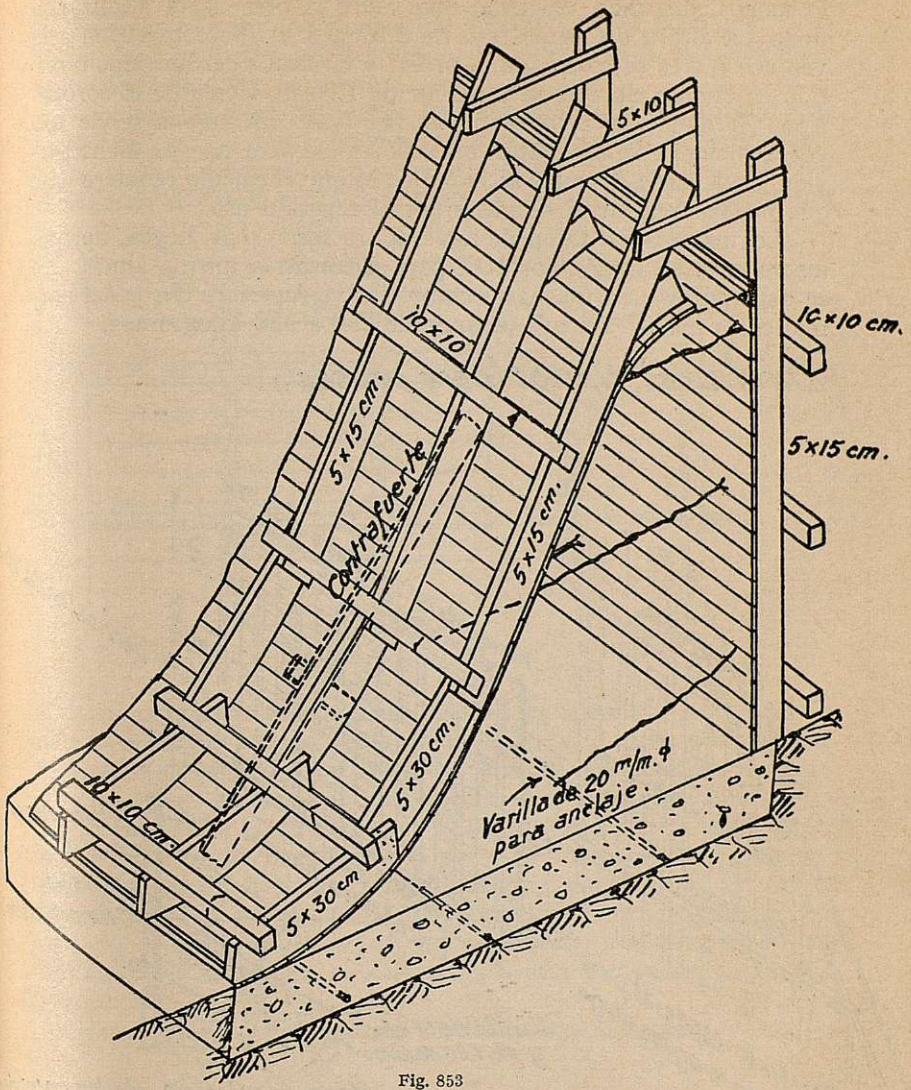


Fig. 853

mas constructivas son parecidas en ambos tipos. Vamos en lo que sigue a referirnos a encofrados de madera.

En presas hasta 4 m de altura se hace el molde de una vez y por secciones de unos 3 m. La figura 853 muestra un encofrado típico. En las partes estrechas se unen las dos paredes con alambre, y en las anchas se anclan a unas varillas sumergidas en el hormigón. Se hará el encofrado lo suficientemente fuerte para resistir la presión del hormigón, que aumentará con su altura.

En presas altas se encofra por paneles, debiendo emplear, por

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lo menos, dos filas, elevando una sobre la otra hasta alcanzar el final. La altura del panel será de 2,50 a 3 m. Se construyen a la vez dos o tres secciones de la presa, y la altura del hormigón vertido en una de ellas no será mayor de 1,50 m. Cerca de la coronación, en donde es pequeño el ancho, debe hormigonarse de una vez el molde, y se calcularán los encofrados para resistir dicha presión. Se le suele dar más sección que lo que el cálculo requiere para que puedan resistir el desgaste por el repetido uso.

Los paneles del talud de agua abajo serán más largos, aproximadamente en un 25 por 100, para alcanzar la misma altura. No se debe quitar una fila hasta completar la superior. Un panel normal es de unos 7 a 9 m², pesando de 250 a 350 kilogramos.

Encofrados típicos para presas.

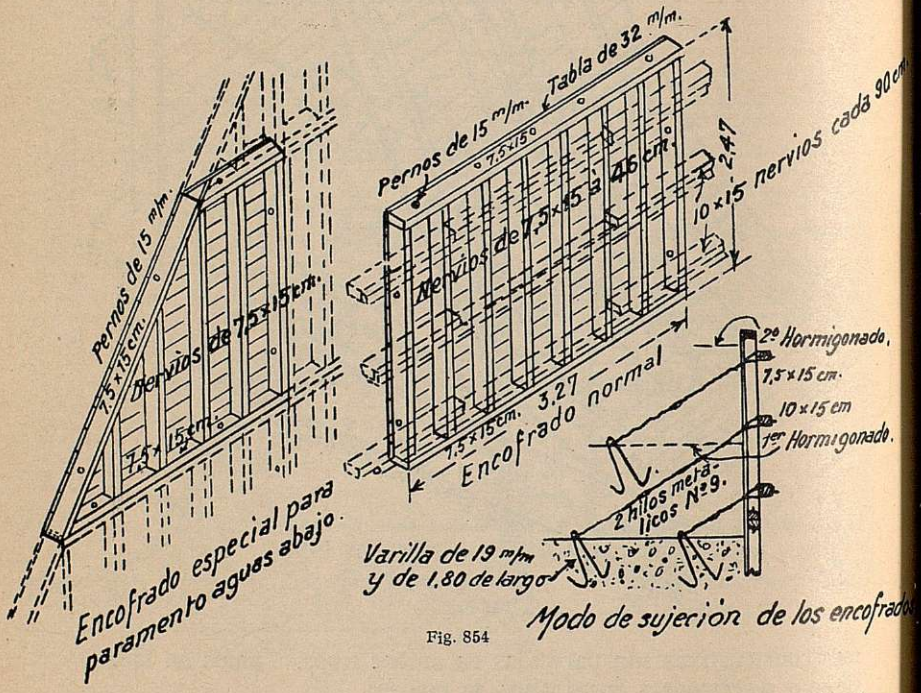


Fig. 854

La figura 854 muestra paneles típicos en presas y el modo de sujetarlos, proyectados para una presa de 14,4 m de altura y 120 metros de longitud.

Se requieren, para hacer un panel de 9 m², unas ocho horas de trabajo de carpintero y unas cuatro horas de peón, y para encofrar y desencofrar, unas ocho horas de trabajo de carpintero y unas ocho horas de trabajo de peón, aproximadamente.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se deben anclar los hierros de sujeción en el hormigón unos 10 cm, por lo menos. El ángulo de los hilos con la horizontal no será menor de 45°.

Con facilidad se proyectan los elementos del encofrado. Las cargas de trabajo serán mayores, por ser construcciones provisionales, pudiendo admitirse para pino y abeto y demás maderas por el estilo de 80 a 100 kg/cm². Las figuras 854 y 855 indican los tres

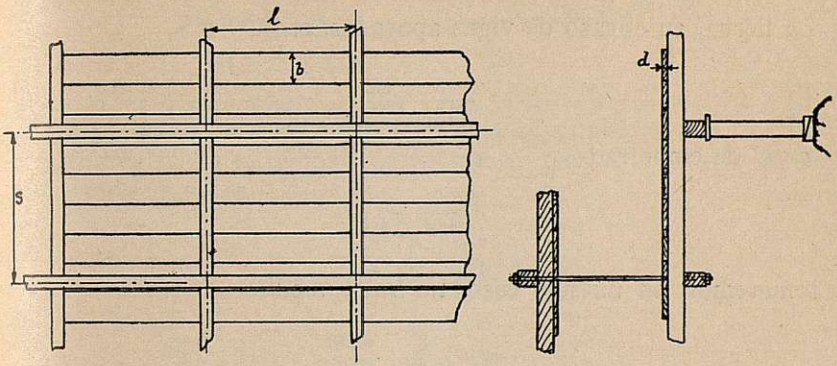


Fig. 855

tipos o formas de sostenimiento de los encofrados: por apuntalamiento desde el exterior, por sujeción desde el interior con alambre, o entre las dos paredes, en donde sea posible, con pernos o alambre.

Las tablas se colocan horizontalmente, y llamemos l la distancia en metros entre nervios verticales, b el ancho y d el espesor en centímetros de la tabla, w el peso por metro lineal, w' el peso por metro cuadrado de la carga que insiste sobre ella y p el peso en kilogramos por metro cúbico del cuerpo que insiste sobre el encofrado. Los valores de w, w' y p se refieren a los empujes horizontales que determina el hormigón, según el avance de su fraguado.

Para vigas sencillas y carga uniforme supondremos:

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

para continuas,

$$M = \frac{wl^2}{10}$$

Tendremos

$$\frac{Mv}{I} = R \qquad \frac{wl^2 \cdot 100}{10} \frac{d}{2} \frac{12}{bd^3} = 84$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de donde

$$l = 1{,}18\sqrt{\frac{bd^2}{w}}$$

como

$$w = \frac{w'b}{100} = \frac{pbh}{100} \qquad l = 11{,}8\sqrt{\frac{d^2}{w'}} = 11{,}8\sqrt{\frac{d^2}{ph}}$$

La flecha, en el caso de vigas apoyadas, es

$$\frac{5}{384}\ \frac{wl^4}{EI}$$

en el de empotradas,

$$\frac{1}{384}\ \frac{wl^4}{EI}$$

tomaremos, en nuestro caso, un valor medio

$$f = \frac{3}{384}\ \frac{wl^4}{EI}$$

y tendremos para $E = 84\,000$ kg/cm^2 y f en centímetros

$$l = 3\sqrt[4]{\frac{fd^3}{w'}} = 3\sqrt[4]{\frac{fd^3}{p \cdot h}}$$

para

$$f = 3 \text{ mm} = 0{,}3 \text{ cm} \qquad l = 2{,}27\sqrt[4]{\frac{d^3}{p \cdot h}}$$

Para alturas hasta de 3 m se supondrá $p = 2\,000$ kg/m^3; de 3 a 6 metros, $p = 1\,600$ kg/m^3, y para alturas mayores que 6 metros, $p = 1\,200$ kg/m^3, explicándose esta disminución del empuje con la altura porque, al aumentar ésta, el primer hormigón colocado habrá empezado a fraguar, disminuyendo su empuje y determinando una aminoración del valor específico del empuje total.

Nervios verticales. — Del mismo modo que antes, pero suponiendo una carga práctica mayor 110 kg/cm^2, porque la sección resistente viene aumentada por el espesor de la tabla, y siendo b' el ancho y d' el espesor del nervio en cm.

$$\frac{100phls^2}{10} = 110\,\frac{b'd'^2}{6}$$

de donde

$$s = 1{,}35\sqrt{\frac{b'd'^2}{phl}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

s en metros, y si tenemos en cuenta la flecha, del mismo modo que antes

$$s = 0{,}97\sqrt[4]{\frac{f \cdot b' \cdot d'^3}{phl}}$$

para

$$f = 3 \text{ mm} = 0{,}3 \text{ cm} \qquad s = 0{,}72\sqrt[4]{\frac{b'd'^3}{phl}}$$

Nervios horizontales. — Son vigas cuyos apoyos son las sujeciones y sometidas a las cargas aisladas transmitidas por los nervios verticales. Si el número de fuerzas es par, el momento máximo, siendo su número n, es

$$M = \frac{P}{2}\left(\frac{n}{2} - \left(\frac{n}{2}\right)^2 l\right)$$

como

$$L = (n+1)l \qquad M = \frac{Pl}{8}(n^2 + 2n)$$

Si el número es impar,

$$M = P\left(n\frac{L}{4} - (n-2)l\right) \qquad L = (n+1)l$$

$$M = \frac{Pl}{4}(n^2 - 3n + 8)$$

La flecha será

$$f = \frac{5}{384}\frac{P}{EI}(L^3 + 2l(3L^2 - 4l^2) + 2(2l)(3L^2 - 4(2l)^2) + 2(3l)(3L^2 - 4(3l)^2) + \ldots)$$

Si tenemos 1, 3, 5, 7, 9 ... cargas, emplearemos 1, 2, 3, 4, 5 ... términos del polinomio.

Si tenemos 2, 4, 6, 8, 10 ... cargas, suprimiremos el término en L^3, y emplearemos 1, 2, 3, 4, 5 ... términos del polinomio.

Conocido el momento flector máximo

$$M = \frac{bd^2}{6}R \qquad R = 80 \text{ a } 100 \text{ kg/m}^2$$

Tantearemos la pieza que nos realice esta igualdad.

Nos falta calcular las sujeciones.

Si se realiza por pernos, fácil es calcular la carga que insiste en cada uno de ellos, y dividiéndola por la carga práctica de trabajo del material de 1 200 kg/m², obtendremos su área. Usualmente

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

no se emplean de tamaño superior a 20 mm; así que si se obtiene un tamaño mayor se espacian menos.

Si se usan puntales exteriores, la carga a compresión aceptable será de unos 35 kg/m², y se comprobarán al pandeo. Si son inclinados, con ángulos con la horizontal de 30, 45 y 60°, el empuje será 1,25, 1,5 y 2 veces el horizontal. La misma consideración hay que hacer si empleamos alambre como sujeción.

Instalaciones complementarias de los medios auxiliares.

Indicamos ya la importancia de estas instalaciones para garantizar el trabajo continuo y hacer posible la realización de la obra en el plazo fijado. Vamos ahora a pasar revista a cada una de ellas.

Energía eléctrica. — La potencia necesaria para el funcionamiento de una obra es variable en cada caso, pero rara vez es inferior a 1 000 kw; en general, suele ser del orden de 1 200 a 1 300 kilovatios. La potencia total de los motores de la obra, cuyo número, a veces, pasa de 100, puede muy bien exceder del doble de este valor; pero hay que tener en cuenta que no funcionan todos a la vez y que, en marcha, no están siempre a la plena carga.

Cuando haya alguna línea eléctrica en un radio de algunos kilómetros alrededor de la obra debe tomarse una derivación de ella, ya que es la solución más segura. En caso de imposibilidad será preciso construir una central generatriz para producir la energía necesaria con turbinas hidráulicas o, en su defecto, por medio de motores Diesel.

En todo caso, se deberá instalar a través de la obra una red primaria a media tensión (3 000 a 7 000 v), con cierto número de estaciones de transformación colocadas en el centro de los principales grupos de motores, de modo que se reduzca al mínimo la importancia de las canalizaciones secundarias, que serán establecidas a baja tensión (220 v). La potencia instalada en estas subestaciones puede variar de algunas decenas a algunas centenas de kilovatios; deben ser tan sencillas como sea posible en lo que se refiere a los circuitos, y se debe estudiar cada una en particular para calcular la potencia que hay que dar al transformador, y si es preciso, determinar el fraccionamiento de esta potencia entre varios aparatos con objeto de disminuir todo lo posible las pérdidas a débil carga.

La regulación de la tensión sobre una red de este género es bastante difícil; además, el factor de potencia no excede, en la mayoría de los casos, de 0,6. Será preciso recurrir casi siempre a transformadores de tomas múltiples para obtener cierta regulación de la tensión, durante las variaciones de carga, de duración notable; será ventajoso, por otra parte, utilizar motores compensados o instalar en un punto cualquiera de la red un compensador síncrono.

Abastecimiento de agua. — La utilización del agua es también muy importante. Se emplea para la fabricación del hormigón, la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

refrigeración de los compresores, el lavado de la roca por chorros potentes, para abastecimiento del personal de servicio, etc. Se calcula el caudal necesario en una cantidad de 150 000 a 200 000 litros por hora, que en algunos períodos es mucho mayor. Para tener en cualquier punto una presión suficiente se establece, a un nivel que exceda en unos 20 m sobre el punto más elevado de salida del agua, un depósito bastante grande, de donde parte la canalización de distribución. Como es raro el disponer en este nivel de una fuente natural, que puede alimentar un deposito de capacidad notable, hay que prever bombas movidas electricamente para elevar el agua hasta ese punto. Es conveniente adoptar dos grupos motobombas, con una capacidad casi igual a la de utilización.

Instalación de aire comprimido. — En la construcción de una presa importante, el aire comprimido es utilizado en gran escala; sirve para el funcionamiento de numerosos útiles excavadores y para las inyecciones de cemento a presión.

La presion del aire es de 5 a 7 kg/cm^2, y es preciso disponer de una cantidad que oscile entre 50 y 100 m^3 por minuto. Para asegurar esta cantidad se necesita una potencia motriz de 250 a 450 kilovatios; es ventajoso emplear varios compresores, distribuídos entre dos casetas colocadas en los extremos de la línea, y utilizar un número bastante grande de depositos con objeto de mantener constante la presión.

El aire debe ser distribuído por una canalización de gran diámetro (10 a 15 cm diametro interior), o mejor aun, por dos canalizaciones colocadas en paralelo entre las dos casetas.

Talleres. — Deben existir, por lo menos, dos talleres: mecánico y de carpintería.

Taller mecánico. — Con exclusión de reparaciones muy importantes, un taller mecánico de obra debe estar pertrechado para ejecutar rapidamente las de los medios auxiliares, de cuyo funcionamiento depende la marcha de la obra.

Una avería algo prolongada que agote las reservas de que cada instalación dispone, ocasiona la paralización total de la obra, y es, por tanto, del mayor interés reducir al mínimo el tiempo invertido en reparaciones, lo que obliga a eludir el transporte fuera de obra de las máquinas que requieran compostura. El taller debe tener sección de ajuste, calderería, forja, montea y montaje.

Las máquinas-herramientas del taller son las corrientes para estos trabajos: tornos, taladros, cepilladora, tijera-punzón, martillo pilón, etc.

Taller de carpintería. — Aunque es de armar la mayor parte de la carpintería que se hace en las obras, un taller para el trabajo de la madera desempeña excelente papel cuando se hace uso extenso del expresado material.

Debe tener sección de máquinas-herramientas: cepillo, tupí, máquina de afilar hojas de sierra, etc. Sección de aserrado, con sierra de cinta y circular, y sección de montaje.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Teléfono y alumbrado. — Para la transmisión rápida de órdenes a través de toda la obra debe existir una instalación telefónica, y es ventajoso que esta red sea bastante extensa.

El alumbrado debe estar asegurado en muy buenas condiciones, no solo para la comodidad del personal y su seguridad, sino también para permitir el trabajo de noche en todos los puntos si es preciso. Para el alumbrado de la presa propiamente dicho se utilizan con éxito proyectores eléctricos colocados a gran altura sobre el suelo; parece preferible el empleo de reflectores orientables con lámparas de 1 000 w.

Almacenes. — La autonomía obligada de esta obras exige que se disponga de una reserva adecuada de materiales, artículos y piezas de repuesto necesarias para la obra misma.

Polvorines. — Las considerables cantidades de explosivos que se necesitan hace necesaria la instalación de polvorines; si se emplea aire líquido se reemplazarán por la instalación para producirlo. Deben situarse a alguna distancia de la obra y con la protección debida de alambradas, pararrayos, etc.

Campamentos. — En el período más intenso de la obra, el personal puede llegar hasta 2 000 almas. En Tremp se sobrepasó con mucho esta cifra, y se llegó a 5 000, cifra a la que también se llegó en la construcción de los saltos del Alberche. Es muy raro que en las localidades más próximas se encuentre la posibilidad de alojar un exceso tal de población; por tanto, es necesario preocuparse de edificar habitaciones, que deben ser establecidas teniendo en cuenta los preceptos de la higiene y la comodidad de los que las han de ocupar.

Los edificios que constituyen el campamento son de dos clases: permanentes y provisionales; los primeros han de servir, posteriormente, de alojamiento al personal encargado de la explotación del salto, y se deben construir de fábrica; los provisionales tienen aplicación solamente durante la ejecución de las obras, y se suelen hacer de madera.

Se crea, pues, una pequeña población, a la que hay que proveer de agua potable, alejamiento de aguas residuales, alumbrado eléctrico, almacenes de alimentación, hospital, mercado, escuelas, iglesia, lavaderos, baños, gimnasio, barbería, salón de espectáculos, etc.

Conviene instalar además una oficina de Correos y Telégrafos, un puesto de Policía y una pequeña ambulancia.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

BIBLIOGRAFIA

"Saltos del Duero. Aprovechamiento de las aguas del río Esla". Artículos de D. José Orbegozo (*Revista de Obras Públicas*, 1930). Artículos de D. Manuel Echanove (*Revista de Obras Públicas*, 1929 y 1930).

"Instalaciones auxiliares para la construcción de presas". Artículo de E. Becerril. *Ingeniería y Construcción*, 1929, pág. 169.

"Progresos y mejoras en las hormigoneras". *Engineering News-Record*, 4 abril 1929, pág. 552, e *Ingeniería y Construcción*, 1929, pág. 370.

"Moderne instalazioni di cantiere e lavori preliminare per la construzione delle grande dighe di retenuta". L. Mirone. *L'Elettrotecnica*, 13 y 25 agosto 1928, páginas 652 y 668, o un resumen en la *Revue Générale de l'Electricite*, 22 diciembre 1928, pág. 948, o en *Ingeniería y Construcción*, 1929, pág. 366.

S. Bertolio: *Canteras y Minas*, 1922. Gustavo Gili, editor.

Instalaciones de trituración y molienda, por Naske. Traducido por García Siñeriz. Calpe.

Cours de matériel d'entreprises et installations de Chantiers. Tres tomos. M. Grené et M. Malaval, 1922. Ecole Spéciale des Travaux publics.

"Les concasseurs giratoires dans les travaux d'entreprise et les carrières permanentes", par E. C. Blanc. *Technique des Travaux*, 1928, pág. 199.

"Cómo prevenir las faltas de los barrenos". A. F. Anderson. *Ingeniería y Construcción*, 1929, pág. 145.

"Instalación de quebrantación de la presa de Suviana". *Energia Elettrica*, julio 1929, pág. 760.

"L'emploi a grande echelle des transporteurs a courroie sur un chanteur de travaux publics". *Technique des Travaux*, 1927, pág. 229.

Construction of Masonry dams. Chester W. Smith, Mc Graw Hill.

"Presa del Diablo". *Engineering News-Record*, 29 agosto 1929, pág. 323.

"Presas de Gelmer, Spitallam y Seeuferegg" (Grimsel). *Energia Elettrica*, febrero 1929, pág. 154. *Revista de Obras Públicas* (1929), artículo de Herrán, página 440.

"Presa de Montejaque". *Engineering News-Record*, 24 julio 1929, y *La Technique des Travaux*, mayo 1927, pág. 211.

"Presa Pardee". *Engineering News-Record*, 14 febrero 1929, pág. 258.

"Presa de O'Shaughnessy". *Technique des Travaux*, octubre 1926, pág. 487.

"La Technique du béton coulé". *Technique des Travaux*, enero 1927.

"Le grand barrage du Chambon". *Technique des Travaux*, marzo 1931.

Sobre explosivos y aire líquido. Ver *Energia Elettrica*, 1928, pág. 119.

Sobre Transportes y Quebrantación. Ver *Handbook of Ore dressing*, by Arthur F. Taggart, 1927. John Wiley and Sons, New York.

Sobre Encofrados. Ver el *Design and Construction of Formwork for concrete structures*. A. E. Wynn. Editor: Concrete Publications Limited, Londres.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XLIV

CALCULO DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

Por la imposibilidad de abordar el cálculo de las presas de gravedad como problema de elasticidad de tres dimensiones, se estudia una zona de ancho constante, unidad, y se supone que actúan los esfuerzos solicitantes, empuje del agua, peso propio y subpresión en el plano medio, quedando así el problema comprendido en el campo de la elasticidad de dos dimensiones o plana.

El perfil de las presas suele ser trapecial o triangular, dominando modernamente esta última forma por su sencillez y por permitir aplicar en él la teoría de la elasticidad; y aunque la cimentación altera el problema elástico resuelto en el perfil triangular indefinido, obligando a introducir correcciones aun no muy bien estudiadas, no cabe duda, como indica Campus (*Conditions de stabilité des Barrages a gravité en béton,* 1930), que, si la solución perfecta puede algún día encontrarse, sea el perfil triangular el que más se aproxime a ella.

Fué Levy quien aplicó primeramente la teoría matemática de la elasticidad a la estabilidad de las presas, en sus Notas de 1895 y 1898 a la Academia de Ciencias de París, estudiando el perfil triangular y considerando el macizo como cuerpo homogéneo, isótropo y perfectamente elástico, y el embalse lleno hasta el vértice del triángulo, encontrando la validez de la repartición lineal de los esfuerzos.

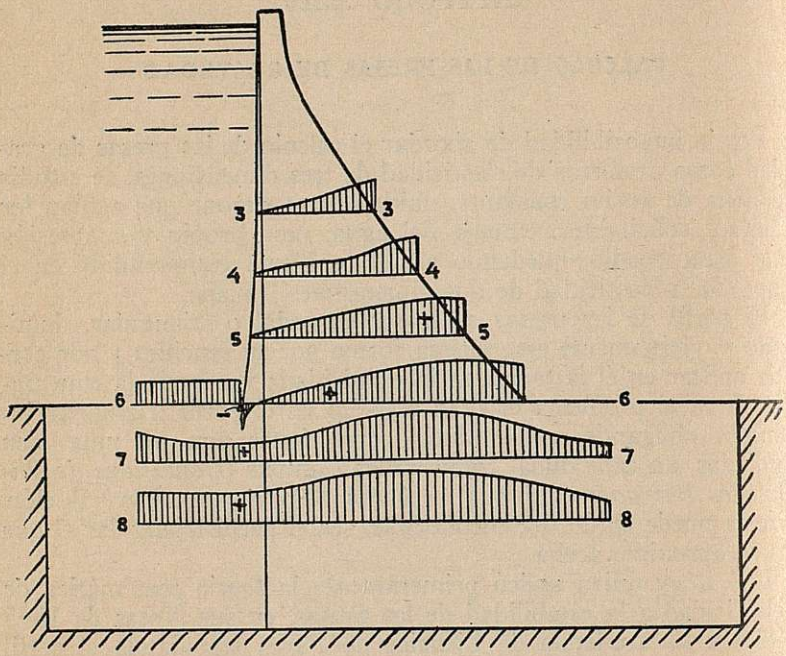
Ha sido también comprobada esta repartición lineal en el perfil triangular por el profesor Fillunger (*Ueber die Anwendung des Trapezgesetzes zur statischen Berechnung von Talsperren Oesterr Wochenschrift für den öffent Baudienst,* 6 noviembre 1913), empleando un método inductivo análogo al de Levy, o sea, estableciendo las ecuaciones lineales de los esfuerzos y viendo que satisfacen la ecuación de compatibilidad del estado elástico plano

$$\frac{d^2(N_1 + N_2)}{dx^2} + \frac{d^2(N_1 + N_2)}{dy^2} = 0$$

siendo N_1 y N_2 los esfuerzos normales a las caras del paralelepípedo elemental y deduciendo los coeficientes de las ecuaciones lineales por las condiciones de equilibrio en la superficie.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Recientemente, Kalman ("Sul regime elastico nelle dighe di tipo gravita", *Energia Elettrica,* febrero 1927, pág. 182) ha dado cuenta del procedimiento, completamente deductivo, seguido en una disertación muy interesante por el Dr. E. Selenyi, partiendo de las ecuaciones del equilibrio y deformaciones y deduciendo la ley lineal de la repartición de los esfuerzos.



Experiencias inglesas en modelos reducidos.

Fig. 856

Las experiencias inglesas sobre modelos reducidos, llevadas a cabo, en 1904, por Atcherley y Pearson ("On some disregarded points in the stability of masonry dams", Cambridge, *University Press,* 1904), y, en 1908, por Wilson y Gore (*Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers,* tomo CLXXII, 1908), han sido para muchos la comprobación de la bondad de la hipótesis de repartición lineal de los esfuerzos, y para otros, como punto de partida de su disidencia. Las figuras 856 y 857 representan los resultados de las experiencias de Wilson y Gore.

Atcherley y Pearson indicaron que la repartición de los esfuerzos tangenciales en un plano horizontal debía ser parabólica de se-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gundo grado, y admitían la simultaneidad de esta ley con la lineal de los esfuerzos normales.

Ha demostrado Mohr en una interesantísima Memoria (*Der Spannungszustand einer Staumauer, Zeitschrift des Oesterreich*

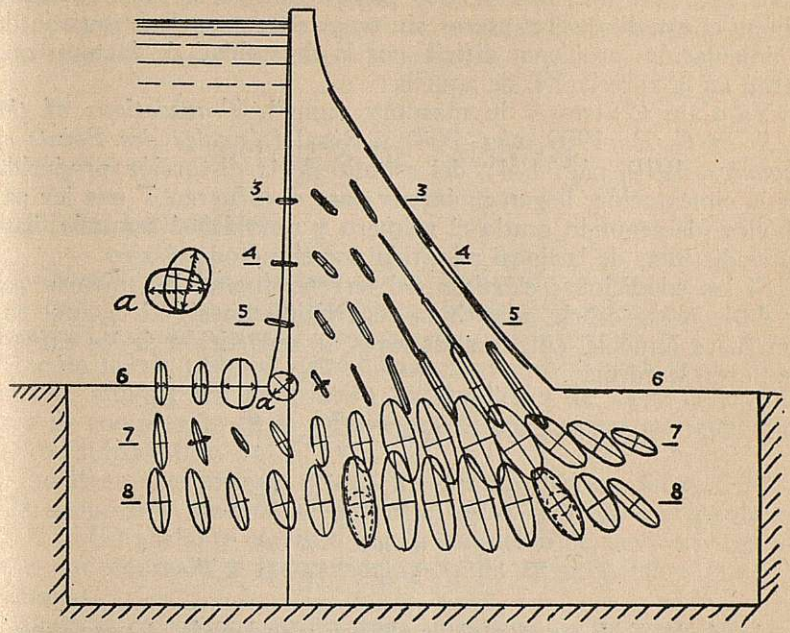


Fig. 857

Ingenieur v. Arch. Vereines, 1908, pág. 641) que estas dos hipótesis sólo pueden realizarse simultáneamente en el perfil rectangular. En el perfil triangular, la suposición de la repartición lineal de una presión normal da lugar a leyes lineales para el otro esfuerzo normal y para el tangencial. La suposición de ley parabólica para el esfuerzo tangencial da para los esfuerzos normales leyes de segundo grado muy inverosímiles. Para el perfil trapecial, la repartición lineal del esfuerzo normal vertical N_2 da para N_1 y T curvas que difieren poco de la línea recta; la hipótesis de T parabólica da unas leyes de repartición para N_2 y N_1 absurdas, particularmente la primera.

El resumen de este interesante estudio es que sólo son posibles las reparticiones lineales de los esfuerzos en el perfil triangular, que, por otro lado, satisfacen de lleno el problema elástico, siendo sólo aproximadas en el trapecial estas leyes de repartición.

Se ha estudiado el perfil triangular indefinido, y en él las leyes de repartición lineal de los esfuerzos N_2, N_1 y T, que satisfacen la ecuación de compatibilidad, y cuyos coeficientes determinamos por las condiciones de equilibrio en las superficies, paramento de agua arriba y agua abajo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hasta hace poco no se ha tenido en cuenta la influencia que la base de apoyo de la presa pudiera ejercer en la variación de la repartición lineal de los esfuerzos. Recientemente, Kalman, Vogt, Campus, Floris, Werner, etc. (*Proceedings A. S. of C. E.*, abril y mayo 1931, páginas 651 y 753) opinan que no se puede avanzar más en el estudio de las presas sin tener en cuenta la influencia de la cimentación, problema difícil. por la diversidad de factores que entran en la apreciación de aquélla.

Ya Cain ("Stresses in masonry dams", *Transactions of the A. S. of C. E.*, 1909, pág. 208) y Resal (*Annales des Points et Chausées*, 1919, pág. 174), del estudio de la distorsión producida por la cimentación, llegan a obtener para el esfuerzo T una ley parabólica, de segundo grado el primero y senoidal el segundo, bastantes distintas de la lineal admitida por el método clásico.

Si las condiciones elásticas del terreno fueran las mismas que las de la presa cabría admitir la repartición lineal. Si la cimentación fuera inmoble, entonces las leyes de repartición de los esfuerzos tienen la forma

$$N_2 = Ay + Bx + C\frac{x^2}{y} + F\frac{x^3}{y^2}$$

$$N_1 = \frac{C}{6}\frac{x^4}{y^3} + \frac{3}{10}F\frac{x^5}{y^4} - \Delta y$$

$$T = -Ax + \frac{C}{3}\frac{x^3}{y^2} + \frac{F}{2}\frac{x^4}{y^3} - \gamma x$$

siendo A, B, C, F constantes, x abscisa y ordenada, Δ peso específico del agua, γ el de la mampostería, que son las encontradas por Jakobsen en su Memoria "Stresses in gravity dams by principle of least work" (*Proceedings A. S. of Civil Engineers*, septiembre 1930, pág. 1613), y que han comprobado Cain (pág. 1643) y Vogt (abril 1931, pág. 654).

En los demás casos, a la distribución lineal de los esfuerzos deberá superponerse el esfuerzo secundario correctivo producido por la distorsión de la cimentación.

Kalman ("Sulla validita del regime Levy nelle dighe del tipo di gravita", *Energia Elettrica*, marzo y abril 1927, páginas 306 y 396) y Vogt ("Ueber die Berechnung der Fundament deformation", *Det Norske Videnskaps Akademi*, Oslo, 1925) han demostrado que los esfuerzos en la cimentación no pueden tener leyes de repartición lineales, y del estudio de la deformación de la cimentación proponen las correcciones a introducir, que marcan un señalado avance en el estudio de las presas de gravedad.

Ha probado Mesnager, por medio de ensayos fotoelásticos, que a poca distancia de la cimentación la alteración de la ley lineal de repartición es poco apreciable.

Al aumentar de día en día la altura de las presas se ha revisado cuidadosamente su teoría, y han adquirido importancia puntos a los

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que hasta ahora no se les dió la debida, como el de la deformación de la cimentación y alteración que produce en el régimen elástico de la presa. Las experiencias en modelos reducidos darán tal vez luz sobre este punto, y se espera con gran interés el resultado de las que se realicen con la presa de Hoover.

Indicada la orientación actual del estudio de las presas, vamos a exponer los métodos clásicos de cálculo.

METODOS DE CALCULO

Por hiladas horizontales

(*Aplicable cualquiera que sea la forma de la presa.*)

Las condiciones a cumplir son: ausencia de tracciones; que la carga máxima del material a compresión sea inferior a la que prácticamente pueda resistir; estabilidad en cuanto al deslizamiento, y también, aunque no prescriptiva, la condición de Levy de que la carga de compresión en el paramento de agua arriba sea igual a la presión hidrostática.

Puede en este método considerarse cualquier ley de repartición de la subpresión, cuando se quiera calcular la presa teniéndola en cuenta. Más adelante veremos que la condición de Levy en el perfil triangular equivale a la consideración de la subpresión también triangular.

Todo el cálculo se realiza para una zona de un metro de anchura en la dirección del eje de la presa.

La comprobación o determinación de las dimensiones de las hiladas para distintas alturas debe hacerse a embalse vacío y lleno.

Puede fijarse el perfil y comprobar que se cumplen las condiciones anteriores a distintas alturas, o también, fijado el ancho en la coronación (generalmente determinado por diversas circunstancias: paso de vía de comunicación, etc., o si no, del 10 al 14 por 100 de la altura en presas de embalse), ir hallando para distintas alturas el ancho que cumple las condiciones estrictas, con lo cual se llegará al perfil mínimo, que, al parecer, es más económico hasta los 40 m de altura, siendo la economía en volumen de fábrica de un 16 por 100 para 35 m de altura, según Bonnet. (Puede verse su cálculo en su libro *Cours de Barrages*, 1931.)

Sea, en la figura 858, b el ancho de la junta, su área será $b \cdot 1$. Sea P el peso de la presa por encima de ella, P' la componente vertical del empuje del agua, E la componente horizontal y S la resultante de las subpresiones.

Embalse vacío.—La única fuerza que actúa es el peso P, y admitiendo una repartición lineal de la presión, la presión media será $\frac{P}{b}$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

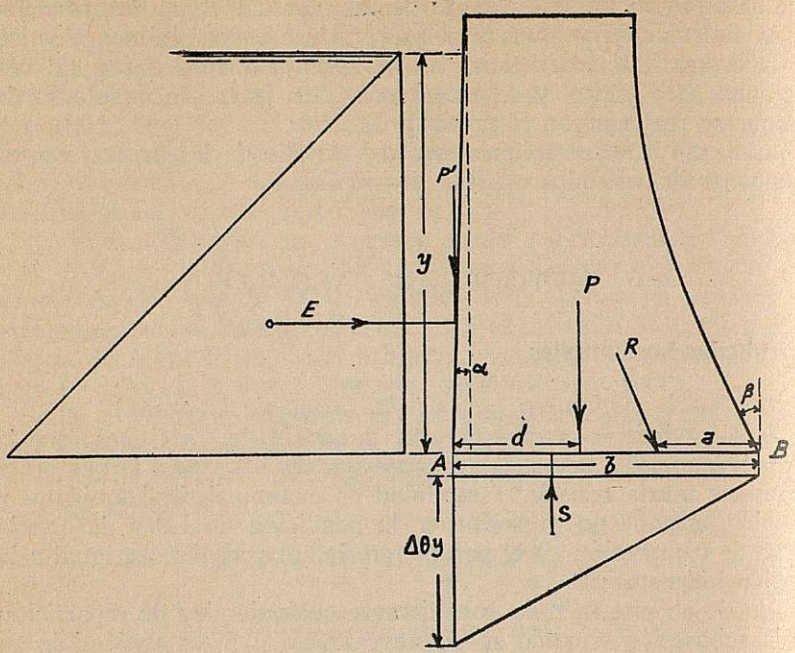


Fig. 858

La presión en A será, si la resultante pasa a una distancia d de A,

$$p_A = \frac{4b - 6d}{b} \frac{P}{b}$$

y en B

$$p_B = \frac{6d - 2b}{b} \frac{P}{b}$$

Si el paramento de agua arriba es vertical, p_A será la compresión máxima; si fuera inclinado, formando la vertical un ángulo α,

$$p_{\text{máx.}} = \frac{p_A}{\cos^2 \alpha}$$

como se ha visto en el capítulo XXXIV.

Para que no existan tracciones en el paramento de agua abajo,

$$p_B \geqslant 0 \qquad d \geqslant \frac{b}{3}$$

luego la resultante ha de estar dentro del núcleo central.

Embalse lleno.—En este caso actúan: el peso P de la fábrica

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

por encima de la junta AB, la componente P' del empuje de agua, la horizontal E y la subpresión S, caso de considerarla.

Si no se considera subpresión, pero se hace cumplir la condición de Levy o parte de ella, tendremos:

$$\Sigma(V) = \Sigma\,(\text{de fuerzas verticales}) = P + P'$$

Como el punto de paso está a la distancia a de B,

$$p_B = \frac{\Sigma(V)}{b}\,\frac{4b - 6a}{b}$$

$$p_A = \frac{\Sigma(V)}{b}\,\frac{6a - 2b}{b}$$

p_A ha de ser igual a la presión hidrostática o a parte de ella: $p_A = \Delta\theta y$, *siendo* $\Delta = 1\,000$ kg/m³, y θ variable de 0 a 1, para el valor 1 tenemos la condición de Levy, y cualquiera que sea θ, fácilmente se obtiene que $p_B = \dfrac{2\Sigma(V)}{b} - \Delta\theta y$.

La condición de que la carga máxima sea inferior a la práctica que pueda el material resistir se obtendrá de poner

$$p_{\text{máx.}} = \frac{p_B}{\cos^2 \beta} \leqq R$$

siendo β el ángulo que el paramento de agua abajo forma con la vertical, y R la carga práctica del material a compresión.

La componente horizontal es $\Sigma(H) = E$, y debe estar equilibrada por la cohesión de la fábrica y por el rozamiento en la junta AB. Si se prescinde de la cohesión para que no haya deslizamiento, tendrá que ocurrir que

$$\Sigma(H) < \Sigma(V)\,\text{tg}\,\varphi$$

si tang φ es el coeficiente de rozamiento de la fábrica utilizada. De otro modo, siendo

$$\text{tg}\,\theta = \frac{\Sigma(H)}{\Sigma(V)}$$

$$\Sigma(V) \cdot \text{tg}\,\theta < \Sigma(V) \cdot \text{tg}\,\varphi$$

$$\text{tg}\,\theta = \frac{1}{n}\,\text{tg}\,\varphi$$

Siendo n el coeficiente de seguridad.

El valor de tg φ es para mampostería con mampostería o roca variable de 0,6 a 0,75. Mampostería sobre grava, 0,5; sobre arena, 0,4, y sobre arcilla, 0,3. En cimentaciones sobre tierra, el coefi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ciente de seguridad será de 2,5 o mayor, a menos que se empleen fuertes rastrillos.

En el caso de considerar subpresión, siendo

$$\Sigma(V') = P + P' - S$$

y a_1 la distancia desde B al punto de paso de la resultante de todas las fuerzas actuantes, tendremos

$$p_B = \frac{\Sigma(V')}{b}\,\frac{4b - 6a_1}{b}$$

$$p_A = \frac{\Sigma(V')}{b}\,\frac{6a_1 - 2b}{b}$$

Para que no haya tensiones en el paramento de agua arriba, tendrá que realizarse $p_A \geqq 0$, y vamos a encontrar, cuando esto ocurre, el valor de p_B. Si llamamos a' la distancia de B al punto de paso de la resultante de las subpresiones, por el principio de la superposición de los efectos de las fuerzas, tendremos:

$$p_B = \frac{P + P'}{b}\,\frac{4b - 6a}{b} - \frac{S}{b}\,\frac{4b - 6a'}{b}$$

$$p_A = \frac{P + P'}{b}\,\frac{6a - 2b}{b} - \frac{S}{b}\,\frac{6a' - 2b}{b}$$

Como en el caso de subpresión triangular; y suponiendo que sea parte de la presión hidrostática, es decir, θy, siendo $\theta < 1$, se verifica

$$a' = \frac{2}{3}\,b \qquad \text{y} \qquad S = \frac{1}{2}\,b\Delta\theta y$$

quedará

$$p_B = \frac{P + P'}{b}\,\frac{4b - 6a}{b} = \frac{P + P'}{b}\left(4 - \frac{6a}{b}\right)$$

$$p_A = \frac{P + P'}{b}\,\frac{6a - 2b}{b} - \frac{2S}{b} = \frac{P + P'}{b}\,\frac{6a - 2b}{b} - \theta\Delta y$$

para que no haya tensiones $p_A = 0$,

$$\frac{P + P'}{b}\left(\frac{6a}{b} - 2\right) = \theta\Delta y$$

de donde

$$\frac{6a}{b} = \theta\Delta y\,\frac{b}{P + P'} + 2$$

y

$$p_B = \frac{P + P'}{b}\left(4 - 2 - \theta\Delta y\,\frac{b}{P + P'}\right) = \frac{2(P + P')}{b} - \theta\Delta y$$

El valor de la carga en A es $p_A = \Delta\theta y$, igual a la subpresión, dando por resultante cero.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se ve, pues, que la carga p_B disminuye al considerar subpresión, y que el hecho de considerar la condición de Levy o una parte de ella θ, da las mismas cargas que el considerar la subpresión triangular con cateto vertical que sea la cota de agua o la misma parte de ella θ.

Es interesante hacer notar que el hecho de considerar, en vez de subpresión triangular, rectangular, no altera el punto de paso de la resultante, disminuyendo sólo la carga p_B y aumentando el deslizamiento.

Podemos darnos idea de la agravación de los esfuerzos de des-

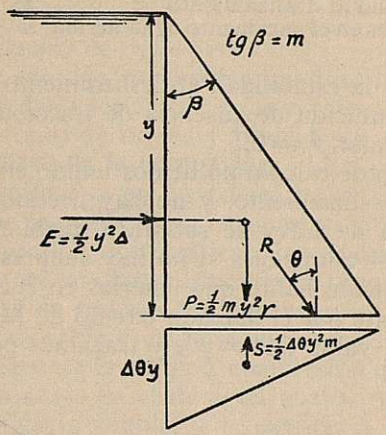


Fig. 858 *a*

lizamiento por la subpresión, y para hacerlo vamos a referirnos a un caso muy sencillo: perfil triangular con paramento agua arriba vertical (fig. 858 *a*). La estabilidad contra el deslizamiento exige que

$$\operatorname{tg}\theta \lessgtr \operatorname{tg}\varphi \qquad \operatorname{tg}\theta = \frac{E}{P-S} = \frac{\frac{1}{2}y^2\Delta}{\frac{1}{2}my^2\gamma - \frac{1}{2}\Delta\theta y^2 m} = \frac{\Delta}{m(\gamma - \theta\Delta)}$$

y si

$$\operatorname{tg}\varphi = 0{,}75 \qquad \frac{\Delta}{m(\gamma-\theta\Delta)} \lessgtr 0{,}75$$

La ausencia de tracciones en el paramento agua arriba exige que

$$(P-S)\frac{my}{3} \gtrless E\frac{y}{3}$$

$$\frac{1}{2}y^2 m(\gamma - \theta\Delta)m \gtrless \frac{1}{2}y^2\Delta \qquad m^2(\gamma - \theta\Delta) \gtrless \Delta$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luego

$$m \geqq \sqrt{\frac{\Delta}{\gamma - \theta\Delta}}$$

y por la otra condición,

$$m \geqq \frac{4}{3} \frac{\Delta}{\gamma - \theta\Delta}$$

si suponemos $\Delta = 1000$, $\gamma = 2300$, tendremos

Para		$\theta = 0$	0,5	1
Condición de seguridad al deslizamiento	$m \geqq$	0,579	0,747	1,025
Ausencia de tracciones en el paramento agua arriba	$m \geqq$	0,659	0,745	0,876

Lo que prueba que la estabilidad al deslizamiento exige presas más robustas que la condición de ausencia de tracciones cuando la subpresión pasa del valor $\theta = 0{,}5$.

En este método de cálculo no hemos tenido en cuenta para nada los esfuerzos de deslizamiento, y no hay necesidad de considerarlos si la condición de Levy se satisface, pues entonces no pasan nunca de los límites admisibles si no hay subpresión; mas si no se satisface esta condición habrá que tenerlos en cuenta. Vamos a obtenerlos gráficamente por el llamado círculo de Mohr o de Ocagne:

Si tomamos el valor $OA = p_B$ y trazamos por O un ángulo β

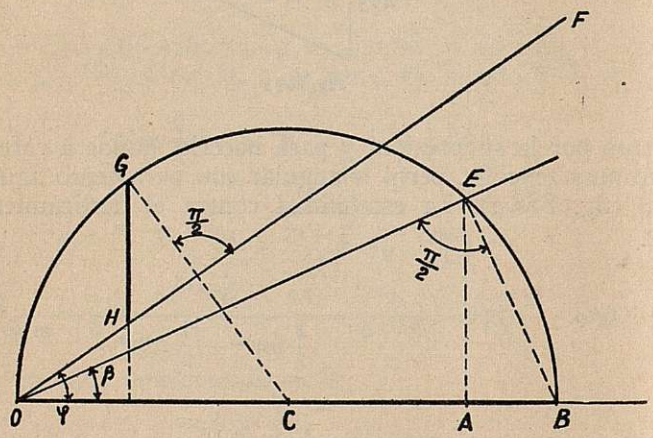


Fig. 859

igual al del paramento de agua abajo, por A una perpendicular a OA (fig. 859) y por E una perpendicular a OE, obtendremos un punto B tal que

$$OB = OA + AB = OA + AE \operatorname{tg} \beta = OA + OA \operatorname{tg}^2 \beta = OA(1 + \operatorname{tg}^2 \beta)$$

$$OB = p_B(1 + \operatorname{tg}^2 \beta) = \frac{p_B}{\cos^2 \beta} = p_{\text{máx.}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si ahora trazamos OF tal que forme con OB el ángulo φ de rozamiento; por C una perpendicular a OF y por G una perpendicular a OB, el segmento GH nos da el deslizamiento máximo efectivo; el deslizamiento sencillo (es decir, sin tener en cuenta la compresión por la tg φ) es EA. La justificación de esto se encontrará al tratar el método de Pigeaud.

Da Creager un valor límite del talud del paramento de agua abajo, en la zona junto a cimientos, para evitar la rotura por tensión en planos verticales, y es:

$$\operatorname{tg}\alpha \gtrless \frac{4}{3}\operatorname{tg}\varphi$$

siendo tg φ el coeficiente de rozamiento.

Puede en este método procederse analíticamente para obtener los puntos de paso de la resultante y los esfuerzos, o, gráficamente, por medio de polígonos de fuerza y funiculares.

Influencia del peso de la coronación. — En presas grandes esta influencia es insignificante en las partes bajas de la obra, dado el peso relativamente pequeño de la coronación con respecto al resto de la obra y a la presión hidrostática. Esta influencia no tiene importancia más que en las partes altas de la presa; pero es en éstas en donde las cargas de trabajo son pequeñas.

El efecto es favorable a embalse lleno, pues se centra la línea de presiones, se aumenta la carga a compresión en el paramento de agua arriba y disminuye en el de agua abajo. A embalse vacío, el efecto es un poco desfavorable, y la existencia del talud de agua arriba puede hacer que se reduzcan a cero las tensiones posibles en el paramento de agua abajo.

Se calcule la presa por hiladas o por el método de Pigeaud, el modo de tener en cuenta este efecto, es hallando en cada hilada el peso de la coronación que insiste sobre ella, el punto de paso de su línea de acción y las cargas de trabajo por dicho peso; y esto se hará analítica o gráficamente, suponiendo el embalse vacío. Los esfuerzos suplementarios así obtenidos se unirán a los hallados, sin tener en cuenta este efecto.

Sea la figura 860. En ella vemos que siendo tg $\beta = m$ y tg $\alpha = n$, y P el peso de la coronación,

$$d = \mp\left(\frac{m-n}{2}y - l\right)$$

y el momento con respecto a K, punto medio de la sección, es:

$$M = P \cdot d = \mp P\left(\frac{m-n}{2}y - l\right)$$

Las cargas serán en la sección que consideramos, a la profundidad y de área S,

$$N = \frac{P}{S} \mp \frac{Mv}{I}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pero

$$S = (m + n)y \qquad I = \frac{1}{12}(m + n)^3 y^3$$

y para los paramentos,

$$v = \frac{m + n}{2} y$$

luego

$$N = \frac{P}{(m+n)y} \pm \frac{6P\left(\frac{m-n}{2} y - l\right)}{(m+n)^2 y^2}$$

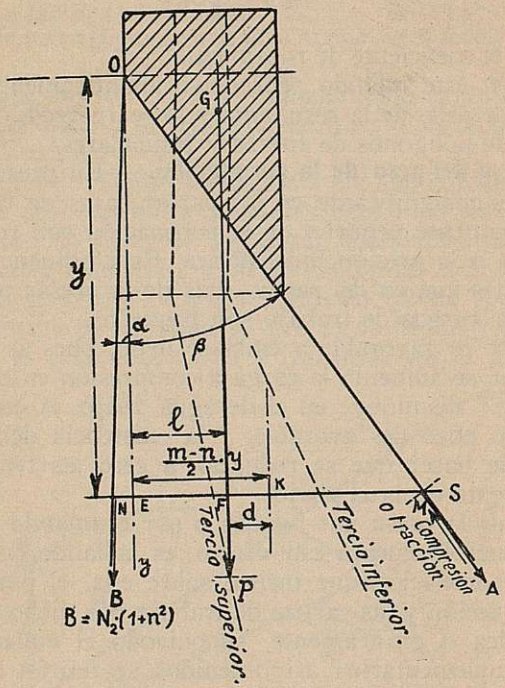


Fig. 860

El signo *más* corresponde al paramento agua arriba, y el *menos* al de agua abajo. Conocidos estos valores, los máximos serán:

$$B = N_N(1 + n^2) \qquad A = N_M(1 + m^2)$$

N_N y N_M son las cargas verticales junto a los paramentos de agua arriba y agua abajo, respectivamente.

Influencia del empuje del hielo.—Interesa principalmente sólo a la parte alta de la presa, y dos son los efectos a estudiar: el deslizamiento efectivo y los esfuerzos de tracción posibles en el paramento de agua arriba.

Puede hacerse el estudio analítica o gráficamente.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esfuerzos de deslizamiento.—Sin tener en cuenta el rozamiento del material, si F es el empuje de hielos y S el área de la sección a comprobar, el esfuerzo de deslizamiento medio será $T = \frac{F}{S}$. Con la profundidad aumenta S y disminuye, por lo tanto, T.

Si se tiene en cuenta el rozamiento $C = T - N \operatorname{tg} \varphi$, siendo N la carga normal. El valor de C es el que ha de ser inferior a la carga práctica.

Esfuerzos de tracción.—El momento flector en la sección de área S a la profundidad y es $M = Fy$.

El esfuerzo normal vertical debido a este momento flector es $N = \frac{Mv}{I}$ siendo

$$I = \frac{1}{12}(m+n)^3 y^3$$

y para los paramentos

$$v = \mp \frac{m+n}{2} y$$

luego

$$N = \mp \frac{6Fy}{(m+n)^2 y^2} = \mp \frac{6F}{(m+n)^2 y}$$

El signo *menos* corresponde al paramento de agua arriba, y es una tracción, y el *más* al de agua abajo, y es una compresión. Las cargas máximas serán

$$B = N_n(1+n^2) \qquad \text{y} \qquad A = N_m(1+m^2)$$

N_n y M_m son las cargas verticales junto a los paramentos de agua arriba y agua abajo, respectivamente.

Estos esfuerzos son inversamente proporcionales a y, de modo que basta calcularnos en las partes altas. Generalmente puede despreciarse la influencia del empuje del hielo.

Método de Pigeaud.

(*Para presas con perfil triangular.*)

Es el método preconizado por la Circular Ministerial Francesa de 19 de octubre de 1923.

Se aplica cuando la sección es triangular, pasando la línea de agua por el vértice del triángulo. Supongamos formen los paramentos de agua arriba y abajo con la vertical los ángulos α y β, cuyas tangentes son (fig. 861):

$$\operatorname{tg} \alpha = n \qquad \text{y} \qquad \operatorname{tg} \beta = m$$

Como en los demás métodos, se considera una longitud de presa de un metro y se supone sin conexión con el resto de la obra la pieza formada.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las fuerzas exteriores son proporcionales a las distancias del vértice a su punto de aplicación. Es, pues, el vértice un centro de homotecia, y lo mismo lo será respecto a los esfuerzos interiores. Esta propiedad facilita los cálculos.

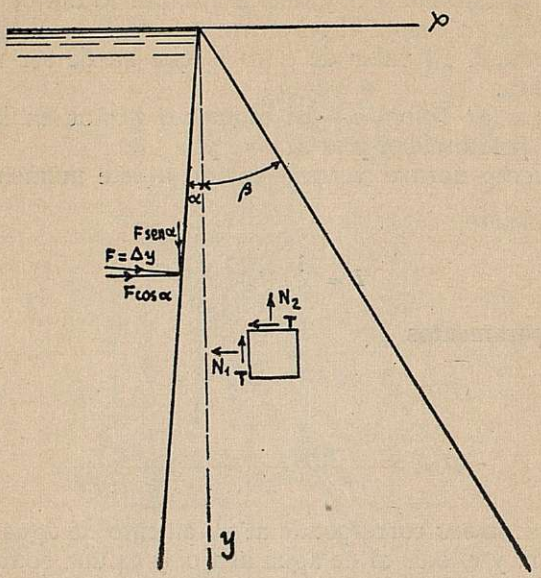


Fig. 861

Las fuerzas se supone actúan en el plano medio, y planteado así el problema nos encontramos de lleno en el campo de la elasticidad plana.

De las condiciones de equilibrio del paralelepípedo infinitesimal, en este caso reducido al cuadrado, se deduce: de la ecuación de los momentos, el que son iguales las dos componentes tangenciales; y de la de igualación de las proyecciones

$$\left.\begin{aligned} \frac{dN_1}{dx} + \frac{dT}{dy} &= 0 \\ \frac{dN_2}{dy} + \frac{dT}{dx} - \gamma &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad [1]$$

siendo γ el peso específico de la fábrica (ver: Peña, *Mecánica Elástica*, pág. 29). Esto en cuanto a las condiciones de equilibrio en el interior del sólido.

Las condiciones de equilibrio en la superficie nos dan las ecuaciones (ver: Peña, *Mecánica Elástica*, pág. 29).

$$\left.\begin{aligned} X &= N_1\alpha_n + T\beta_n \\ Y &= N_2\beta_n + T\alpha_n \end{aligned}\right\} \qquad [2]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

α_n y β_n son los cosenos que los ángulos de la normal a la superficie forma con los ejes coordenados.

Además del estudio de la relación entre las tensiones y las deformaciones, para que exista el equilibrio elástico, admitiendo que el sólido es homogéneo e isotropo, se obtiene (Peña, *Mecánica Elástica*, pág. 29):

$$\frac{d^2(N_1 + N_2)}{dx^2} + \frac{d^2(N_1 + N_2)}{dy^2} = 0 \qquad [3]$$

El problema elástico se reduce a encontrar tres funciones que nos den los valores de N_1, N_2 y T, funciones que deberán cumplir la condición [3], y cuyos parámetros determinaremos por las condiciones de equilibrio en el interior del sólido y en su superficie.

Supongamos que N_1, N_2 y T son funciones lineales de x e y,

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= a_1 x + b_1 y \\ N_2 &= a_2 x + b_2 y \\ T &= cx + dy \end{aligned}\right\} \qquad [4]$$

Verifican a la condición de compatibilidad [3], y a las condiciones de equilibrio en el interior del sólido [1] siempre que entre sus parámetros se realice que

$$\left.\begin{aligned} a_1 + d &= 0 \\ b_2 + c - \gamma &= 0 \end{aligned}\right\}$$

de donde, $d = -a_1$, y $c = \gamma - b_2$, y las ecuaciones [4] quedan de la forma

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= a_1 x + b_1 y \\ N_2 &= a_2 x + b_2 y \\ T &= (\gamma - b_2)x - a_1 y \end{aligned}\right\} \qquad [5]$$

Los cuatro parámetros, a_1, b_1, a_2 y b_2, los determinaremos por las condiciones en la superficie.

Determinación de los parámetros.—Supongamos primero el embalse lleno. Entonces,

$$X = F\cos\alpha = \Delta y \cos\alpha \qquad Y = F \operatorname{sen}\alpha = \Delta y \operatorname{sen}\alpha$$

Las ecuaciones [2] son para el paramento de agua arriba, teniendo en cuenta que α_n y β_n de las ecuaciones [2] son los cosenos de los ángulos que la normal al paramento forma con los ejes coordenados,

$$\left.\begin{aligned} F\cos\alpha &= N_1 \cos\alpha + T \operatorname{sen}\alpha \\ F\operatorname{sen}\alpha &= N_2 \operatorname{sen}\alpha + T\cos\alpha \end{aligned}\right\}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en donde siendo tg $\alpha = n$, queda

$$\left.\begin{aligned} T &= (F - N_2)n \\ N_1 &= F - (F - N_2)n^2 \end{aligned}\right\} \qquad [5']$$

y sustituyendo en éstas los valores [5] y poniendo $x = -ny$, ecuación del paramento de agua arriba, tendremos:

$$\left.\begin{aligned} a_1 + a_2 n^2 - 2b_2 n &= -n(\gamma + \Delta) \\ -a_1 n + b_1 + (a_2 n - b_2)n^2 &= \Delta(1 - n^2) \end{aligned}\right\} \qquad [6]$$

En el paramento de agua abajo, $F = 0$. Las ecuaciones [2] son:

$$\left.\begin{aligned} O &= -N_1 \cos\beta + T \operatorname{sen}\beta \\ O &= N_2 \operatorname{sen}\beta - T \cos\beta \end{aligned}\right\}$$

y como $m = \operatorname{tg}\beta$, quedará

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= Tm \\ N_2 &= \frac{T}{m} \end{aligned}\right\} \qquad [6']$$

y de ellas se deduce $N_1 = N_2 m^2$; sustituyendo los valores [5], y teniendo en cuenta que la ecuación del paramento de agua abajo es $x = my$, tendremos:

$$\left.\begin{aligned} a_1 + a_2 m^2 + 2b_2 m - \gamma m &= 0 \\ a_1 m + b_1 - m^2(a_2 m + b_2) &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad [7]$$

Las expresiones [6] y [7] forman un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas, que nos permitirán obtener a_1, b_1, a_2 y b_2. Resuelto el sistema, obtenemos:

$$a_1 = \frac{\gamma mn(m-n)}{(m+n)^2} - \frac{\Delta mn(2 - mn + m^2)}{(m+n)^3}$$

$$b_1 = \frac{2\gamma m^2 n^2}{(m+n)^2} + \frac{\Delta m^2(-2mn^2 + 3n + m)}{(m+n)^3}$$

$$a_2 = -\frac{\gamma(m-n)}{(m+n)^2} + \frac{\Delta(2 - 3mn - n^2)}{(m+n)^3}$$

$$b_2 = \frac{\gamma(m^2+n^2)}{(m+n)^2} - \frac{\Delta(m - n - 2m^2 n)}{(m+n)^3}$$

$$c = \gamma - b_2$$

$$d = -a_1$$

En el caso de embalse vacío basta hacer $\Delta = 0$ para tener las constantes.

Halladas estas constantes, podemos conocer en cualquier punto los valores de N_1, N_2 y T.

Los esfuerzos N_2 para una profundidad dada varían linealmen-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

te, y los máximos o mínimos a embalse vacío o lleno están en los paramentos; es, pues, interesante hallar los valores de N_2 en ellos, lo que nos permitirá conocerlos en cualquier punto del interior, y también los N_1 y T, función de N_2.

Determinación de N_1, N_2 y T en los paramentos. — *Embalse lleno.*—Paramento agua arriba, $x = -ny$,

$$N_2 = a_2x + b_2y = y(b_2 - a_2n)$$

y poniendo, en vez de a_2 y b_2, sus valores y simplificando, tendremos

$$N_2 = \frac{y}{(m+n)^2}\left[\gamma m(m+n) - \Delta(1 - 2mn - n^2)\right] \qquad [8]$$

Paramento agua abajo, $x = my$,

$$N_2 = a_2x + b_2y = y(a_2m + b_2)$$

y de la misma manera,

$$N_2 = \frac{y}{(m+n)^2}\left(\gamma n(m+n) + \Delta(1 - mn)\right) \qquad [9]$$

Embalse vacío.—Haciendo $\Delta = 0$ en [8] y [9] tendremos

Paramento de agua arriba.... $N_2 = \dfrac{\gamma ym}{m+n}$

» » abajo..... $N_2 = \dfrac{\gamma yn}{m+n}$

Los valores de N_1 y T se deducen fácilmente de las expresiones encontradas antes [5'], [6'], y tendremos, resumiendo:

Embalse lleno.

Paramento agua arriba..
$$\begin{cases} N_2 = \dfrac{y}{(m+n)^2}\left(\gamma m(m+n) - \Delta(1 - 2mn - n^2)\right) \\ F = \Delta y \\ N_1 = F + (N_2 - F)n^2 \\ T = (F - N_2)n \end{cases}$$

» » abajo..
$$\begin{cases} N_2 = \dfrac{y}{(m+n)^2}\left(\gamma n(m+n) + \Delta(1 - mn)\right) \\ N_1 = N_2m^2 = Tm \\ T = N_2m \end{cases}$$

Embalse vacío.—Basta hacer F o $\Delta = 0$ en las expresiones anteriores.

Esfuerzos máximos o principales. — Del conocimiento de los esfuerzos según dos direcciones perpendiculares podemos deducir el esfuerzo según una dirección cualquiera que forme con las anteriores un ángulo dado.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Supongamos que conocemos las componentes N_1, N_2 y T sobre dos direcciones perpendiculares y queremos hallar la F_n y la F_t según una dirección CD (fig. 862), cuya normal forma con el eje x el ángulo α.

Si trazamos PM paralela a CD, el prisma OPM, de espesor in-

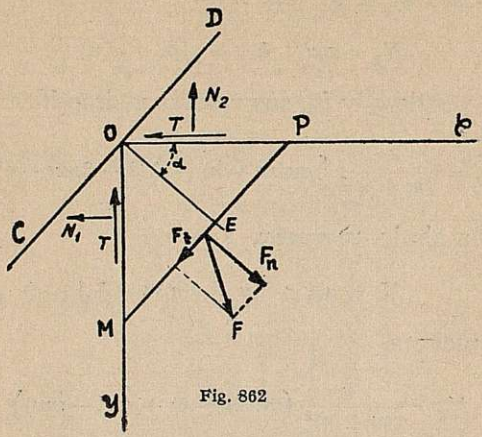


Fig. 862

finitesimal y de caras también infinitesimales, está en equilibrio, bajo la acción de las fuerzas indicadas y de las exteriores. De éstas sólo actúa el peso, que es un infinitésimo de tercer orden, y puede despreciarse al lado de los demás de segundo orden. De la anulación de la suma de las proyecciones según dos ejes tendremos, llamando S la superficie proyectada en PM,

$$S \cdot F_n \cdot \cos\alpha - S \cdot F_t \cdot \operatorname{sen}\alpha - T \cdot S \cdot \operatorname{sen}\alpha - N_1 \cdot S \cdot \cos\alpha = 0$$
$$S \cdot F_n \cdot \operatorname{sen}\alpha + S \cdot F_t \cdot \cos\alpha - N_2 \cdot S \cdot \operatorname{sen}\alpha - T \cdot S \cdot \cos\alpha = 0$$

Por suma de los productos respectivos por $\cos\alpha$ y $\operatorname{sen}\alpha$, y por resta de los productos por $\operatorname{sen}\alpha$ y $\cos\alpha$, respectivamente, tendremos:

$$\left.\begin{aligned} F_n &= N_2 \operatorname{sen}^2\alpha + N_1 \cos^2\alpha + 2T \cos\alpha \operatorname{sen}\alpha \\ F_t &= -N_1 \cos\alpha \operatorname{sen}\alpha + N_2 \cos\alpha \operatorname{sen}\alpha + T(\cos^2\alpha - \operatorname{sen}^2\alpha) \end{aligned}\right\}$$

o en función del ángulo 2α,

$$\left.\begin{aligned} F_n &= \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\alpha + T \cdot \operatorname{sen} 2\alpha \\ F_t &= \frac{N_2 - N_1}{2} \operatorname{sen} 2\alpha + T \cdot \cos 2\alpha \end{aligned}\right\} \quad [9']$$

Vamos a hallar el máximo de la componente normal. Lo obtendremos de

$$\frac{dF_n}{d\alpha} = -\frac{1}{2}(N_1 - N_2) \operatorname{sen} 2\alpha + T \cos 2\alpha = 0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Pero esta condición es la de $F_t = 0$. Luego, según las direcciones principales, el esfuerzo tangencial es nulo.

De la ecuación anterior obtenemos

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2T}{N_1 - N_2}$$

y sustituyendo en el valor de F_n los valores de sen 2α y cos 2α obtenidos en función de tg 2α, resulta,

$$F_n = \frac{N_1 + N_2}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_1 - N_2}{2}\right)^2 + T^2} \qquad [10]$$

Las dos direcciones principales difieren en $\frac{\pi}{2}$; puesto que el valor de tg 2α se satisface para 2α y $2\alpha + \pi$, dando para α dos ángulos que difieren en $\frac{\pi}{2}$; son, pues, perpendiculares, y una da el máximo y la otra el mínimo del esfuerzo.

El máximo de F_t lo obtenemos de $\frac{dF_t}{d\alpha_o} = 0$, y nos da

$$\operatorname{tg} 2\alpha_o = \frac{N_2 - N_1}{2T}$$

Esta igualdad se cumple para $2\alpha_0$ y $2\alpha_0 + \pi$, dando para α_0 dos valores que difieren en $\frac{\pi}{2}$. Estas direcciones son bisectrices de los ángulos α antes obtenidos, puesto que

$$\operatorname{tg} 2\alpha \cdot \operatorname{tg} 2\alpha_0 = \frac{2T}{N_1 - N_2} \cdot \frac{N_2 - N_1}{2T} = -1$$

Por lo tanto, los ángulos 2α y $2\alpha_0$ difieren en $\frac{\pi}{2}$ y α y α_0 en $\frac{\pi}{4}$

Los máximos de los esfuerzos tangenciales se realizan en las direcciones bisectrices de las principales y valen

$$F_t = \sqrt{\left(\frac{N_1 - N_2}{2}\right)^2 + T^2}$$

Para esta dirección no es nula la carga normal que toma el valor

$$F_n = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

Esfuerzos máximos en los paramentos. — Paramento de agua arriba, embalse lleno.

La presión del agua es normal al paramento, y no hay esfuerzo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tangencial; es, pues, ésta una dirección principal; la otra se ejercerá según el paramento.

Sustituídas las expresiones [5'] en los valores de los esfuerzos principales antes hallados [10], tendremos

$$F_n = \begin{cases} F \\ N_2 + n^2(N_2 - F) \end{cases}$$

Sabemos que $F = \Delta y$. Llamando a la primera A y a la segunda B, tendremos

$$A = F$$
$$B = N_2 + n^2(N_2 - F)$$

Vamos a ver cuál de las dos es la mayor:

Si $N_2 < F$, entonces $B < N_2 < F$; luego $B < A$; la mayor es $A = F$. Es el caso que podríamos llamar infra-Levy. El eje mayor de la elipse de los esfuerzos es perpendicular al paramento.

Si $N_2 = F$, entonces $B = A = F$ es el caso de cumplirse la condición de Levy, y entonces la elipse de esfuerzos se convierte en una circunferencia.

Si $N_2 > F$, entonces $B > N_2 > F$; luego $B > A$ y entonces la elipse de esfuerzos tiene su eje mayor, según el paramento; es el caso que pudiéramos llamar supra-Levy.

Luego, en resumen, el valor del esfuerzo principal es

Infra-Levy ... $A = F = \Delta y$
Levy ..... $A = B = F = \Delta y$
Supra-Levy ... $B = N_2 + n^2(N_2 - \Delta y)$

En el paramento de agua arriba a embalse vacío, la fuerza exterior es cero, y lo mismo sus componentes normal y tangencial; es, pues, la dirección del paramento una dirección principal.

Sustituyendo los valores [5'], en los que hacemos $F = 0$ en las expresiones [10], que nos dan los esfuerzos principales, tendremos

$$A = N_2(1 + n^2)$$
$$B = 0$$

En el paramento de agua abajo, a embalse lleno o vacío, por las mismas consideraciones anteriores, se ve que un esfuerzo principal es cero y el otro está orientado según el paramento. Sustituyendo los valores [6'] en las expresiones de los esfuerzos principales, tendremos

$$A = N_2(1 + m^2)$$
$$B = 0$$

Esfuerzos de deslizamiento. — Si en un elemento orientado según una dirección dada no existiera esfuerzo de compresión, el esfuerzo de deslizamiento sería el valor de F_t hallado para esta dirección. Este caso no se presentará en las presas, pues todos los ele-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mentos, y según cualquier dirección, resisten esfuerzos de compresión.

Si F_n es el esfuerzo de compresión y tg φ el coeficiente de rozamiento de la fábrica sobre ella misma (tg $\varphi = 0{,}75$ en el hormigón y mampostería). El esfuerzo de deslizamiento efectivo será

$$C = F_t - F_n \operatorname{tg} \varphi$$

Es interesante encontrar la dirección según la cual es máximo este esfuerzo. Si tomamos como ejes los de las direcciones principales, se obtiene de las ecuaciones [9'], por ser $T = 0$,

$$F_n = \frac{A+B}{2} + \frac{A-B}{2} \cos 2\omega$$

$$F_t = \frac{B-A}{2} \operatorname{sen} 2\omega$$

pues los esfuerzos N_1 y N_2 pasan a ser los A y B, por tener los ejes coordenados las direcciones de éstos, y siendo ω el ángulo que la normal a la dirección forma con el nuevo eje x. Luego

$$C = F_t - F_n \operatorname{tg} \varphi = \frac{B-A}{2} \operatorname{sen} 2\omega - \frac{A+B}{2} \operatorname{tg} \varphi +$$

$$+ \frac{B-A}{2} \cos 2\omega \operatorname{tg} \varphi = \frac{B-A}{2 \cos \varphi} (\operatorname{sen} 2\omega \cos \varphi + \cos 2\omega \operatorname{sen} \varphi) -$$

$$- \frac{A+B}{2} \operatorname{tg} \varphi = \frac{B-A}{2 \cos \varphi} \operatorname{sen} (2\omega + \varphi) - \frac{A+B}{2} \operatorname{tg} \varphi \qquad [11]$$

Si

$$A > B \qquad \frac{B-A}{2 \cos \varphi} < 0$$

y este valor es máximo para

$$\operatorname{sen} (2\omega + \varphi) = -1 \qquad 2\omega + \varphi = -\frac{\pi}{2} \qquad \omega = -\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Para el valor de

$$\omega > 0 \qquad F_t = \frac{A-B}{2} \operatorname{sen} 2w$$

y entonces obtendríamos

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

Luego las direcciones que dan el máximo esfuerzo de deslizamiento vienen definidas por los ángulos

$$\omega = \pm \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y para este valor, sustituído en la [11], se obtiene

$$C_{\text{máx.}} = \frac{A-B}{2\cos\varphi} - \frac{A+B}{2}\frac{\operatorname{sen}\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1}{2\cos\varphi}\left(A - B - (A+B)\operatorname{sen}\varphi\right)$$

y poniendo, en vez de A y B, sus valores (ecuación [10]), se saca

$$C_{\text{máx.}} = \frac{1}{2\cos\varphi}\left[\sqrt{(N_1-N_2)^2+4T^2} - (N_1+N_2)\operatorname{sen}\varphi\right]$$

En los paramentos libres (agua arriba a embalse vacío, agua abajo a embalse lleno o vacío), como $B = 0$,

$$C_{\text{máx.}} = \frac{A(1-\operatorname{sen}\varphi)}{2\cos\varphi}$$

Si no tuviésemos en cuenta el rozamiento φ sería cero, y esta última expresión se convertiría en $C_{\text{máx.}} = \frac{A}{2}$ que es, con otras letras, el valor obtenido para β^t, en la página 718.

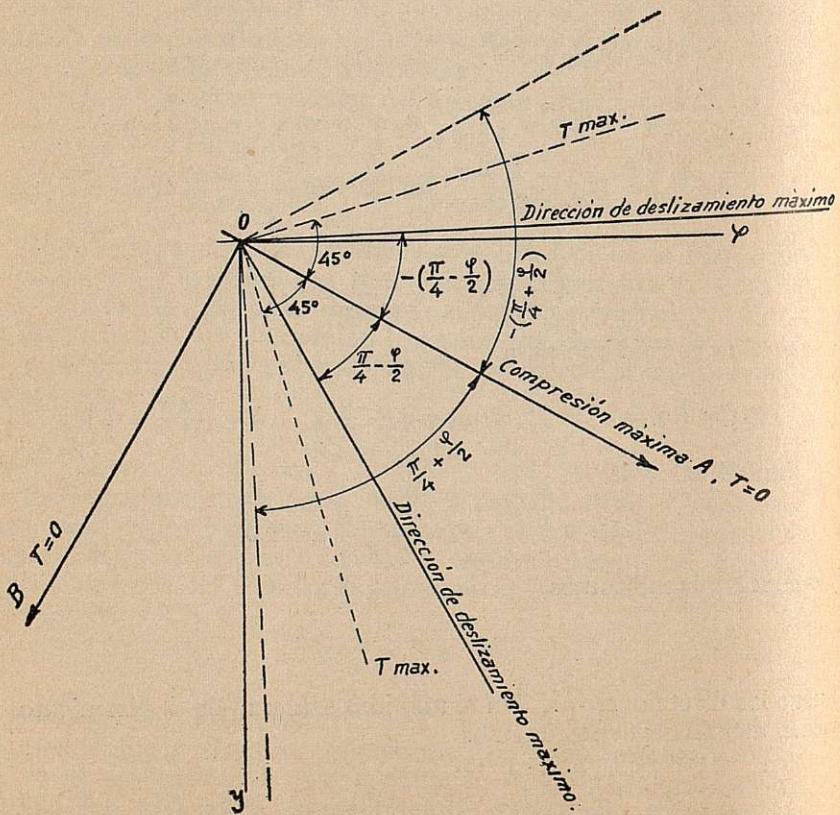


Fig. 863

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Como vemos, las direcciones de máximo deslizamiento o de ruptura son aquellas cuya normal forma con las direcciones principales el ángulo

$$\pm\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$$

o aquellas que forman con estas direcciones principales el ángulo

$$\frac{\pi}{2}-\omega=\pm\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

como muestra la figura 863.

Representación geométrica de los esfuerzos. — Sabemos que el valor de los esfuerzos principales es

$$F_n=\frac{N_1+N_2}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{N_1-N_2}{2}\right)^2+T^2}$$

y cuya dirección viene dada por

$$\operatorname{tg} 2\alpha=\frac{2T}{N_1-N_2}$$

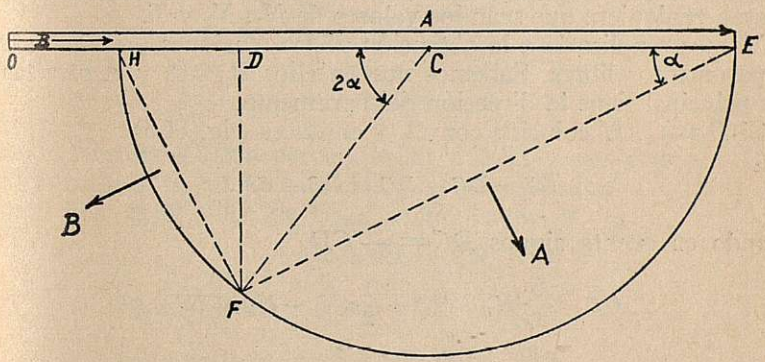


Fig. 864

Siguiendo a Zafra (*Cálculo de Estructuras,* tomo I, pág. 12), vamos a representar gráficamente estos esfuerzos principales. Para tener los esfuerzos en dirección y magnitud es necesario tener en cuenta, además de su valor absoluto, su signo.

Tomemos (fig. 864)

$$OC=\frac{1}{2}(N_1+N_2) \qquad \text{y} \qquad CD=\frac{1}{2}(N_1-N_2)$$

y suponiendo, en este caso, que $N_2>N_1$, CD es negativo y se toma hacia la izquierda.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por D, y perpendicularmente a OD, tomemos $DF = T$, con su signo (hacia abajo si es positivo). Tendremos que

$$FC = \sqrt{\overline{CD}^2 + \overline{DF}^2} = \sqrt{\left(\frac{N_1 - N_2}{2}\right)^2 + T^2}$$

Si, con centro en C, trazamos la circunferencia de radio CF, obtendremos los puntos H y E, tales que

$$OH = OC - CF = \frac{1}{2}(N_1 + N_2) - \sqrt{\left(\frac{N_1 - N_2}{2}\right)^2 + T^2} = B$$

$$OE = OC + CF = \frac{1}{2}(N_1 + N_2) + \sqrt{\left(\frac{N_1 - N_2}{2}\right)^2 + T^2} = A$$

y además tenemos

$$\frac{FD}{DC} = \frac{T}{\frac{N_1 - N_2}{2}} = \frac{2T}{N_1 - N_2} = \operatorname{tg} 2\alpha$$

Luego el ángulo FCD será 2α, y el FHE será el ángulo α por valer la mitad; las dos direcciones principales son FH y FE, y los esfuerzos B y A son perpendiculares a ellas. Esta construcción es general, cualquiera que sean los valores de N_1, N_2 y T.

Vamos a aplicarla a la obtención de las tensiones principales en los paramentos libres. Sabemos que en ellos $B = 0$, y la otra tensión principal tiene la dirección del paramento.

Si $B = O$, H coincide con O, y entonces (fig. 865)

$$OD = OC - DC = OC + CD$$

teniendo en cuenta signos $DC = -CD$

$$OD = \frac{1}{2}(N_1 + N_2) + \frac{1}{2}(N_1 - N_2) = N_1$$

y

$$DE = DC + CE = -CD + OC = \frac{1}{2}(N_2 - N_1) + \frac{1}{2}(N_1 + N_2) = N_2$$

El ángulo α es el del paramento.

Luego si llevamos $DE = N_2$, por D trazamos una perpendicular y por E la recta EF, que forme el ángulo α y por F una perpendicular a FE, encontramos el punto O tal que $OE = A$.

$$OE = OD + DE = FD \operatorname{tg} \alpha + N_2 = N_2 + DE \operatorname{tg}^2 \alpha = N_2(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)$$

valor obtenido antes. La dirección del esfuerzo A será OF, que forma con la vertical el ángulo α.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El esfuerzo tangencial es $DF = N_2 \operatorname{tg} \alpha$, que es el valor ya obtenido $T = N_2 m \ldots$ en las ecuaciones [6'].

Podemos también obtener el esfuerzo de deslizamiento efectivo. Sabemos que en los paramentos es

$$C_{máx.} = \frac{A(1-\operatorname{sen}\varphi)}{2\cos\varphi}$$

Si trazamos la circunferencia que pase por O, F y E, y por E trazamos una recta que forme con EO el ángulo φ de rozamiento;

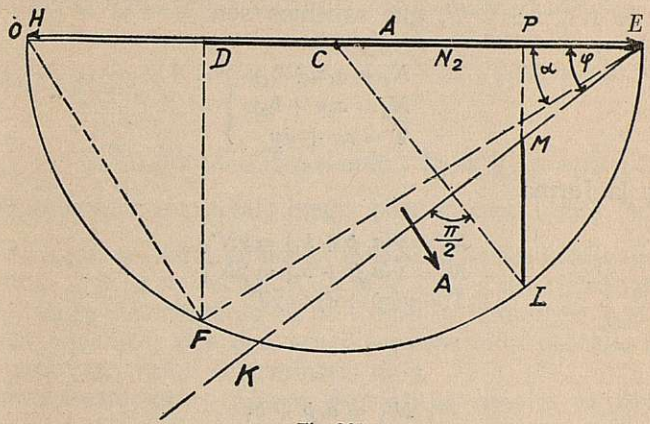


Fig. 865

desde el centro C una perpendicular a EK, y por el punto L, en donde corte a la circunferencia, una perpendicular a OE, el segmento ML es el valor de $C_{máx.}$ como vamos a ver:

$$ML = PL - PM$$

$$PL = CL\cos\varphi = \frac{A}{2}\cos\varphi$$

$$PE = CE - CP = \frac{A}{2} - \frac{A}{2}\operatorname{sen}\varphi = \frac{A}{2}(1-\operatorname{sen}\varphi)$$

luego

$$PM = PE\operatorname{tg}\varphi = \frac{A}{2}(1-\operatorname{sen}\varphi)\operatorname{tg}\varphi$$

$$ML = PL - PM = \frac{A}{2}\cos\varphi - \frac{A}{2}(1-\operatorname{sen}\varphi)\operatorname{tg}\varphi =$$

$$= \frac{A}{2}\left(\cos\varphi - (1-\operatorname{sen}\varphi)\frac{\operatorname{sen}\varphi}{\cos\varphi}\right) = \frac{A}{2\cos\varphi}(\cos^2\varphi - \operatorname{sen}\varphi + \operatorname{sen}^2\varphi) =$$

$$= \frac{A}{2\cos\varphi}(1-\operatorname{sen}\varphi)$$

que es el valor encontrado antes.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Curvas de igual compresión máxima. — Como sabemos, dos de las condiciones a cumplir en las presas son: ausencia de tracciones, para lo cual $B \geqq 0$, y que la carga de trabajo sea igual o inferior a la práctica del material $A \leqq R$.

Vamos a ver la manera de trazar la curva $A = R$.

$$R = A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{N_1 - N_2}{2}\right)^2 + T^2}$$

Si trazamos por el vértice una recta de ecuación $x = py$, los valores de N_1, N_2 y T, que sabemos son

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= a_1 x + b_1 y \\ N_2 &= a_2 x + b_2 y \\ T &= cx + dy \end{aligned}\right\}$$

tomarán la forma

$$\begin{aligned} N_1 &= y(a_1 p + b_1) = yN'_1 \\ N_2 &= y(a_2 p + b_2) = yN'_2 \\ T &= y(cp + d) = yT' \end{aligned}$$

siendo

$$\begin{aligned} N'_1 &= a_1 p + b_1 \\ N'_2 &= a_2 p + b_2 \\ T' &= cp + d \end{aligned}$$

luego

$$R = A = \left[\frac{N'_1 + N'_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{N'_1 - N'_2}{2}\right)^2 + T'^2}\right] y = A'y$$

A' es positivo y determinado; luego para toda posición de la recta $x = py$, desplazándose de uno a otro paramento, habrá un punto de la curva $A = R$. La curva irá, pues, de paramento a paramento a través de la presa.

Como vemos, y no depende más que de A' determinado para un cierto valor de p y de R. Luego, trazada una curva de igual compresión máxima para un cierto valor de R, se deducirá otra para un valor de R' por una proporcionalidad de ordenadas.

Prácticamente se determina A' para distintos valores de p variando de uno a otro paramento. Se dibujará una curva para un valor determinado de R, pues ya conocemos los valores de $y = \frac{R}{A'}$, y después, por simple proporción entre ordenadas, obtendremos otra curva para otro valor de R'.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Curvas de igual deslizamiento máximo. — Sabemos que

$$C_{máx.} = \frac{1}{2\cos\varphi}(A - B - (A + B)\operatorname{sen}\varphi)$$

o en función de N_1, N_2 y T.

$$C_{máx.} = \frac{1}{2\cos\varphi}\left(\sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T^2} - (N_1 + N_2)\operatorname{sen}\varphi\right)$$

la cual puede escribirse en la forma siguiente, de modo análogo a lo hecho en las curvas de igual compresión máxima.

$$C_{máx.} = \frac{y}{2\cos\varphi}\left(\sqrt{(N'_1 - N'_2)^2 + 4T'^2} - (N'_1 + N'_2)\operatorname{sen}\varphi\right) = yC'_m$$

luego $y = \dfrac{C_m}{C'_m}$; pero $C'_m \leqq \tau$, siendo τ la carga práctica de trabajo a deslizamiento transversal; luego, para el caso límite, $y = \dfrac{\tau}{C'_m}$.

El trazado se hará, como en el caso anterior, hallando los valores de C'_m para p, variando de m a $-n$ y dibujando una curva para un valor determinado de τ. Como la homotecia con respecto al vértice subsiste, por una sencilla proporción obtendremos otra curva para otro valor determinado de τ.

Curvas isostáticas. — Líneas isostáticas son las envolventes de las direcciones principales. Su conocimiento permite fijar la disposición adecuada de las juntas y la ejecución racional de las distintas partes de la presa.

La dirección de los máximos esfuerzos viene fijada por

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2T}{N_1 - N_2}$$

y de ella puede deducirse

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{N_2 - N_1 \pm \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + 4T^2}}{2T}$$

Si sustituímos $\dfrac{dy}{dx} = \operatorname{tg}\alpha$, tendremos la ecuación diferencial de las líneas isostáticas; el signo + da las de primera especie y el — las de segunda, siendo las dos direcciones perpendiculares entre ellas. Podíamos integrar esta ecuación diferencial; mas no interesa, por la poca luz que da la expresión analítica de las curvas isostáticas. Es más interesante hacer notar las diferencias de aspecto que tienen, según el perfil cumpla o no la condición de Levy.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las curvas isostáticas satisfacen a la ecuación diferencial anterior, mas también a la

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2T}{N_1 - N_2}$$

o, de otra forma, sustituyendo en el valor de tg 2α las expresiones de las ecuaciones [4].

$$\frac{\dfrac{dy}{dx}}{1 - \left(\dfrac{dy}{dx}\right)^2} = \frac{cx + dy}{(a_1 - a_2)x + (b_1 - b_2)y}$$

La curva integral de esta ecuación diferencial quedará formada por la curva de primera especie correspondiente al signo + del radical del valor de tg α, más la de segunda especie correspondiente al signo — ; y estas curvas se unen en un punto en que queda anulado el radical, punto común a las dos. De modo que la curva de una especie puede considerarse como prolongación de la otra, quedando solamente parte de estas curvas dentro del perfil de la presa, como puede verse en la figura 866. (Un estudio completo de estas curvas puede verse en los *Annales des Ponts et Chaussées*, 1924, III, G. Pigeaud.)

Con facilidad se ve que, cuando se cumple la condición de Levy,

$$T = 0 \qquad \text{pues} \qquad T = (\Delta y - N_2)n \qquad \text{y} \qquad N_2 = \Delta y$$

Además, $N_1 = N_2$, pues la elipse de esfuerzos queda reducida a una circunferencia en el paramento de agua arriba.

Por ser $T = 0$ y $N_1 = N_2$, tendremos

$$\begin{aligned} &a_1x + b_1y = a_2x + b_2y \\ &cx + dy = 0 \end{aligned} \qquad \begin{aligned} &(a_1 - a_2)x = -(b_1 - b_2)y \\ &cx = -dy \end{aligned}$$

Para que se realicen al mismo tiempo estas dos relaciones, ha de ocurrir que

$$\frac{c}{a_1 - a_2} = \frac{d}{b_1 - b_2} = \text{constante}$$

de la que se deduce

$$\frac{cx}{(a_1 - a_2)x} = \frac{dy}{(b_1 - b_2)y} = \frac{cx + dy}{(a_1 - a_2)x + (b_1 - b_2)y} = \text{constante}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y tendríamos por la ecuación anterior

$$\frac{\frac{dy}{dx}}{1-\left(\frac{dy}{dx}\right)^2} = \text{constante} = K$$

de donde

$$\frac{dy}{dx} = K\left(1-\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right) \qquad K\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \frac{dy}{dx} - K = 0$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-1 \pm \sqrt{1+4K^2}}{2K} = \text{constante} = K'$$

luego

$$dy = K'dx$$

e integrando

$$y = K'x + K''$$

para el vértice $x = 0$; $y = 0$ se tiene $K'' = 0$.

Luego

$$K' = \frac{y}{x} = \frac{1}{m} = \frac{dy}{dx}$$

Luego las líneas isostáticas en este caso son paralelas al paramento de agua abajo, y la que pasa por el vértice es el paramento mismo.

Como el producto de las dos raíces de la ecuación anterior es igual a -1, las dos direcciones de las isostáticas son perpendiculares. Las de segunda especie son, pues, rectas perpendiculares al paramento de agua abajo.

En el caso de presas que no satisfagan a la condición de Levy, sólo hay tres rectas que verifiquen a la ecuación diferencial de las líneas isostáticas, dos de las cuales son las de los paramentos. Puede fácilmente encontrarse la tercera.

Si un radio vector es dirección principal, formará con el eje de las x el ángulo α. La ecuación del vector es $x = py$; de donde

$$\frac{y}{x} = \operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{p} \qquad \operatorname{tg}\alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{1}{p}$$

y la ecuación anterior queda de la forma

$$\frac{\frac{1}{p}}{1-\frac{1}{p^2}} = \frac{cp+d}{(a_1-a_2)p+(b_1-b_2)}$$

que da lugar a la ecuación

$$cp^3 - (a_1 - a_2 - d)p^2 - (b_1 - b_2 + c)p - d = 0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

como $p_1 = m$ y $p_2 = -n$ son raíces, separándolas queda la tercera, que es

$$p_3 = \frac{-a_1}{(\gamma - b_2)(-mn)}$$

o, de otra forma,

$$p_3 = \frac{\gamma(m+n)(m-n) + \Delta(mn - m^2 - 2)}{2\gamma mn(m+n) + \Delta(m - n - 2m^2 n)}$$

Trazados estos tres radios vectores, el aspecto de las curvas isostáticas es el que indica la figura 866, marcando con 1 las de primera especie y con 2 las de segunda.

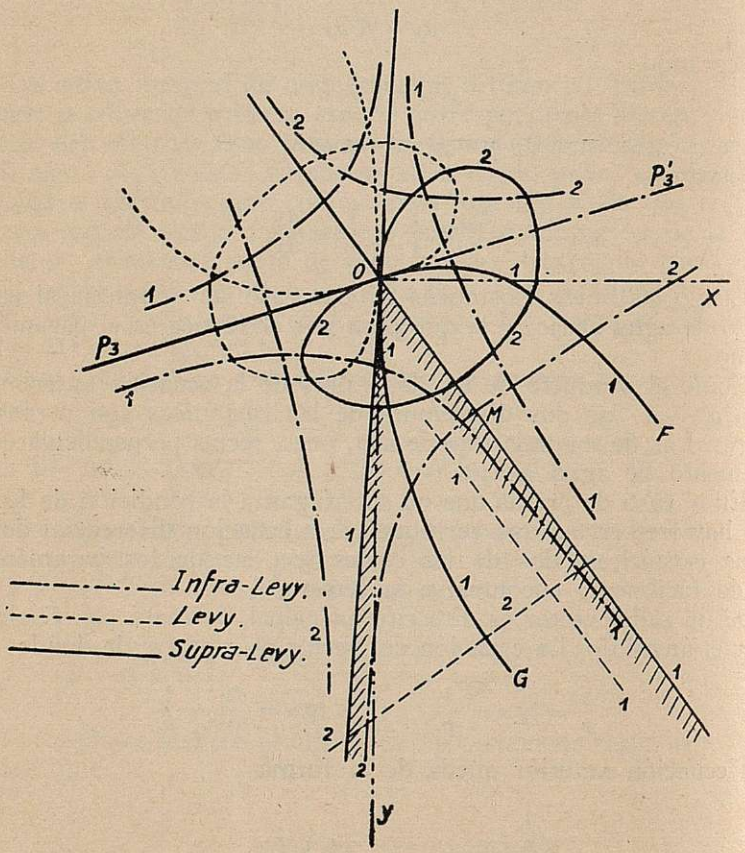


Fig. 866

En el caso de embalse vacío, el aspecto es el mismo que en el de supra-Levy, ya que se realiza el mismo supuesto.

Procedimiento práctico de trazado. — En la práctica se trazan las líneas isostáticas de modo parecido al de los polígonos funicu-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lares. En el perfil de la presa se trazan los radios vectores de tangente $p = -n$, 0, 0,10, 0,20 .... m, que son los VA, VA_0, VA_1, VA_2 .... VB de la figura 867, y los intermedios que hacen el papel de las líneas de acción de fuerzas en los polígonos funiculares.

Los valores de tg α, si en vez de N_1, N_2 y T ponemos N'_1y, N'_2y, $T'y$, serán:

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{N'_2 - N'_1 \pm \sqrt{(N'_2 - N'_1)^2 + 4T'^2}}{2T'}$$

y suponiendo son estos valores de tg α fuerzas, se forma un polí-

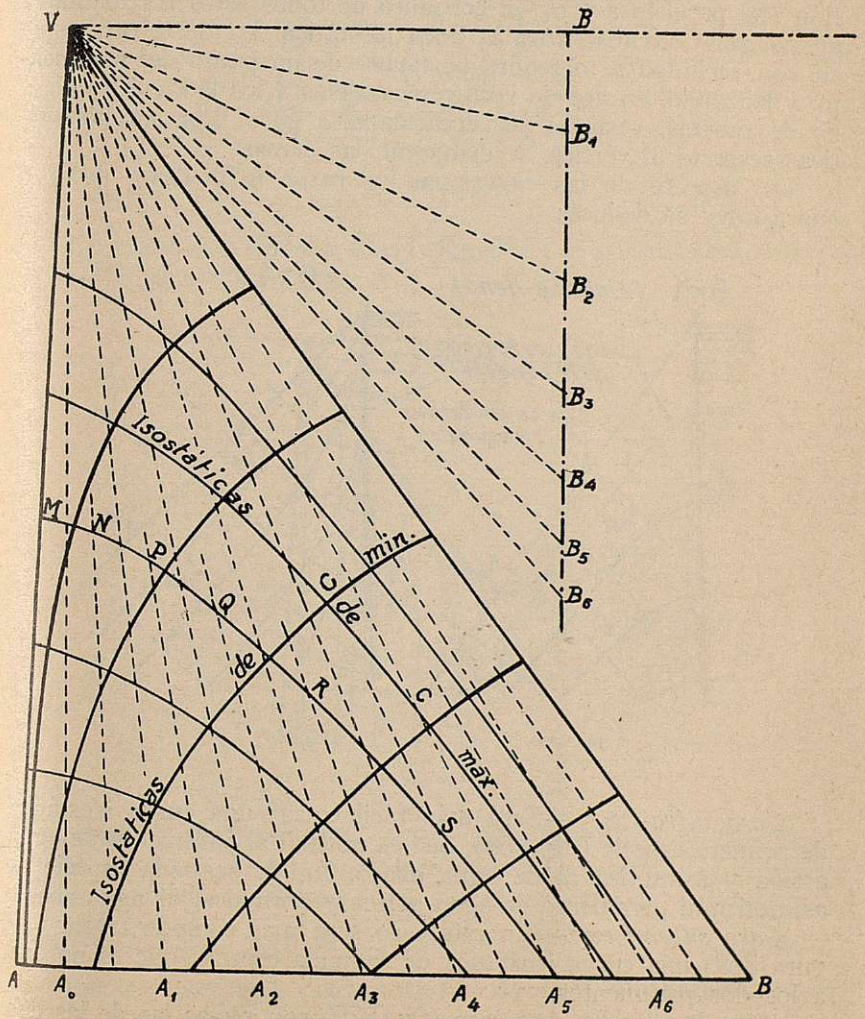


Fig. 867

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

gono de fuerzas con una distancia polar tal que los ángulos representativos de estas tangentes estén en su verdadero valor; es decir, que

$$\frac{BB_1}{VB} = \operatorname{tg} \alpha_1 \qquad \frac{BB_2}{VB} = \operatorname{tg} \alpha_2$$

se marca un punto cualquiera M del paramento, y trazando por él una recta MN, paralela a VB_1, hasta cortar el radio medio entre A_0 y A_1, y después, desde ese punto N, una paralela NP a VB_2 hasta el radio intermedio entre A_1 y A_2, y a continuación PQ paralelo a VB_3, el conjunto de todos estos trazos marca un polígono circunscrito a la línea isostática. La de la otra especie con facilidad se obtendrá partiendo de un punto del paramento, y trazando, en vez de vectores paralelos a los lados del polígono de fuerzas, vectores perpendiculares a ellos. Por ser homotéticas respecto al vértice, se deducirán las demás.

Del aspecto de las curvas en los casos infra-Levy, Levy y supra-Levy se deduce:

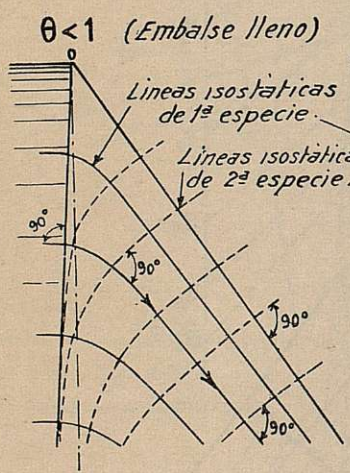


Fig. 868

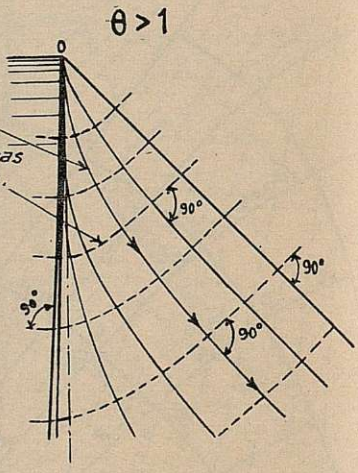


Fig. 869

Caso infra-Levy.—Será más fácil trazar una curva isostática de primera especie (fig. 868), que es normal al paramento de agua arriba y asintótica al de agua abajo. La de segunda especie es asintótica al paramento de agua arriba y normal al de agua abajo.

Caso supra-Levy.—En este caso será más cómodo trazar (figura 869) una curva isostática de segunda especie, que es normal a los dos paramentos.

Caso Levy.—En este caso (fig. 870) son rectas las de las dos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

especies, siendo las de la primera paralelas al paramento agua abajo, y las segundas, perpendiculares a éste.

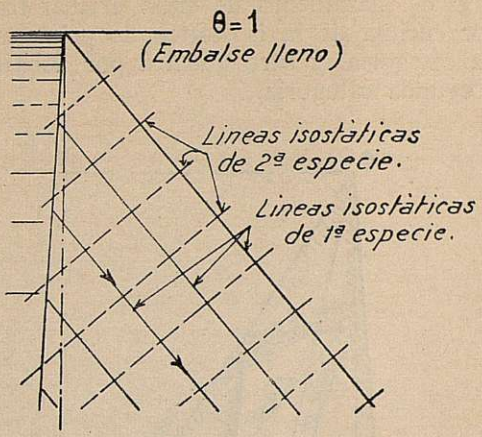


Fig. 870

En el caso de *embalse vacío* (fig. 871), el aspecto de las curvas es el del caso supra-Levy.

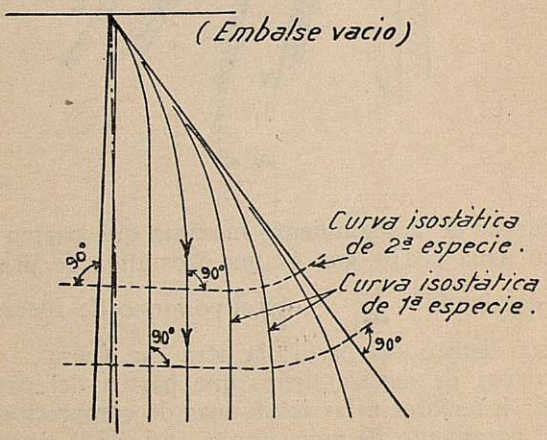


Fig. 871

Curvas de deslizamiento. — Son las envolventes de las direcciones de deslizamiento máximo e indican también las posibles líneas de rotura. Sabemos que las direcciones de deslizamiento efectivo máximo forman los ángulos $\pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ con la de la máxima compresión o línea isostática de primera especie. Con facilidad se trazarán, pues, estas líneas; basta hacer girar el polígo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

no de fuerzas o tangentes de la figura 867 $\pm\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ y, a partir de un punto del paramento de agua arriba, trazar un funicular que irá por encima de la isostática de primera especie, o líneas de primera categoría, y otro que irá por debajo de la misma, o líneas de segunda categoría.

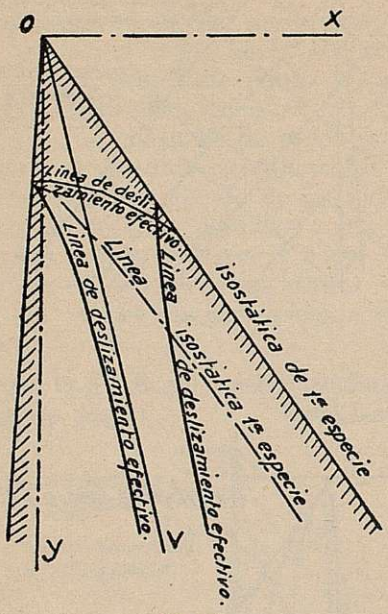


Fig. 872

Las curvas de deslizamiento máximo que parten (fig. 872) del paramento agua abajo, que es una isostática de primer orden, se obtienen decalando $-\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ el polígono de fuerzas, y sólo una de ellas cae dentro del perfil; la otra cae fuera.

Las curvas de deslizamiento que parten del paramento agua abajo y las inferiores a las isostáticas de compresión máxima que parten del paramento de agua arriba (fig. 872) tienen una asíntota común, y es fácil de comprender la existencia de esta asíntota. La isostática de primera especie parte perpendicular al paramento de agua arriba, y su tangente a lo largo de ella forma, con los radios vectores trazados desde el vértice, ángulos que varían de $\frac{\pi}{2}$ a 0; en este último caso, por ser el paramento de agua abajo línea isostática; para el valor $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ el radio vector correspondiente

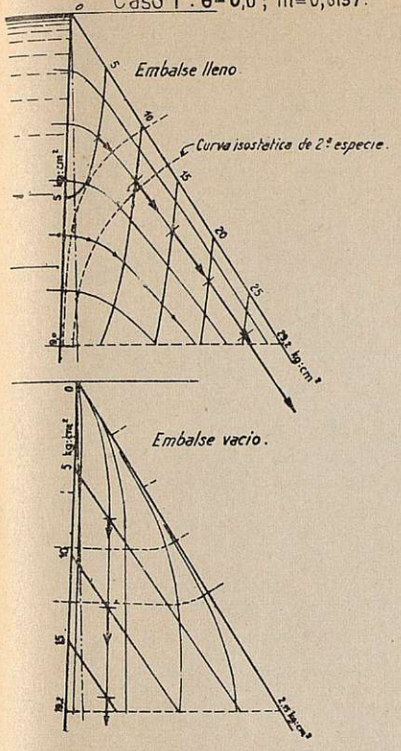
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CUANTIA Y DIRECCION DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESION MAXIMA (EN Kg./cm²)

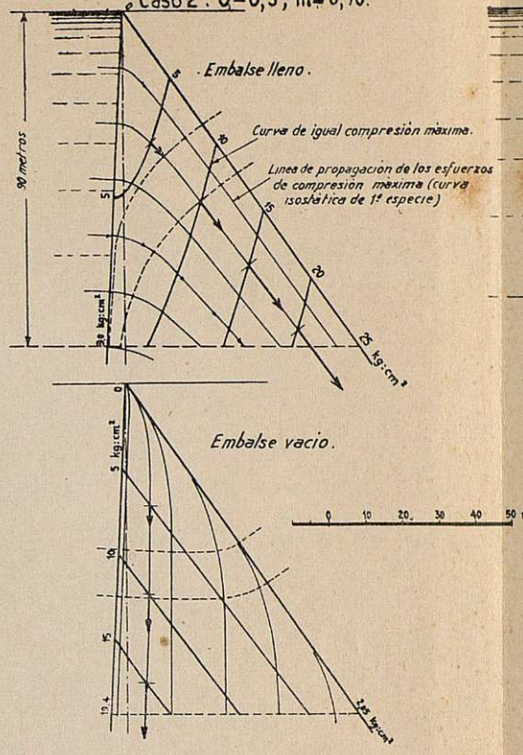
$\gamma = 2300$ kg. , $n = 0{,}05$.

$tg\beta = m : tg\alpha$

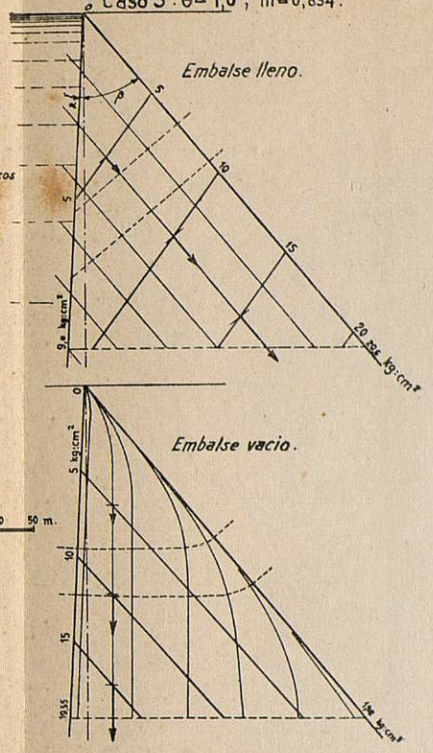
Caso 1 : $\theta = 0{,}0$; $m = 0{,}6137$.



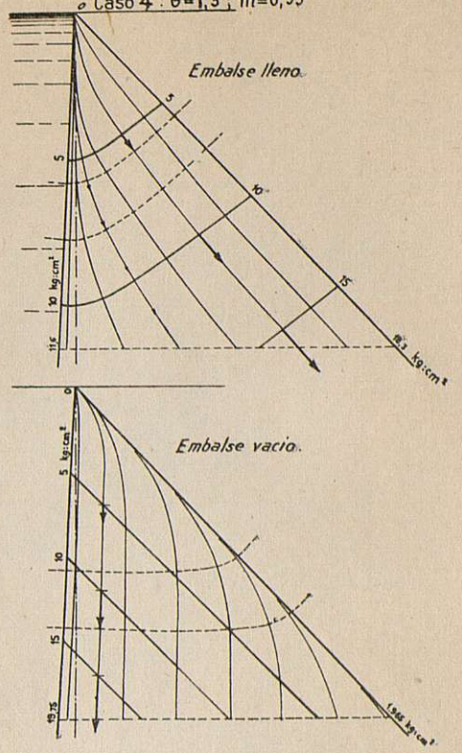
Caso 2 : $\theta = 0{,}5$; $m = 0{,}70$.



Caso 3 : $\theta = 1{,}0$; $m = 0{,}834$.



Caso 4 : $\theta = 1{,}3$; $m = 0{,}95$



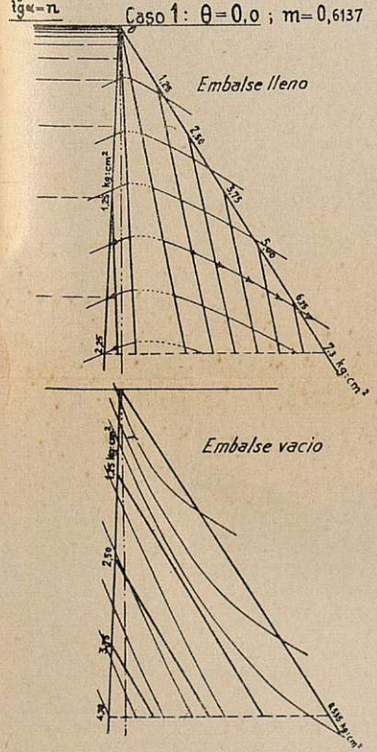
CUANTIA Y DIRECCION DE LOS ESFUERZOS DE DESLIZAMIENTO EFECTIVO MAXIMO (EN kg./cm²)

$\gamma = 2300$ kg. ; $n = 0{,}05$.

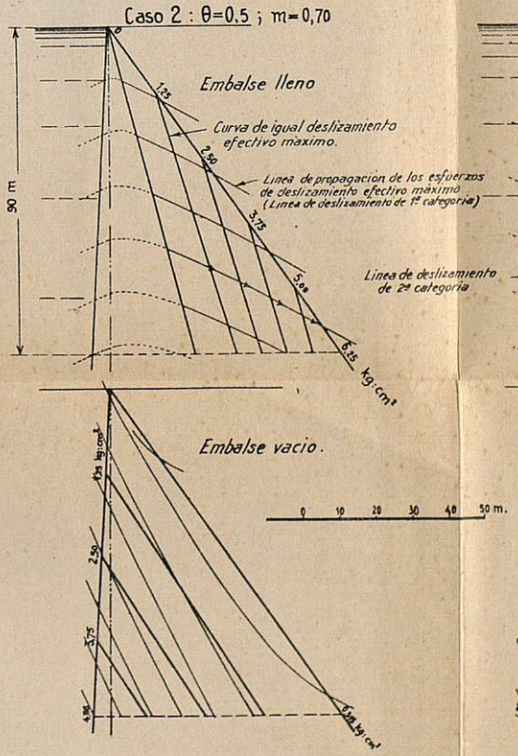
$tg\beta = m$

$tg\alpha = n$

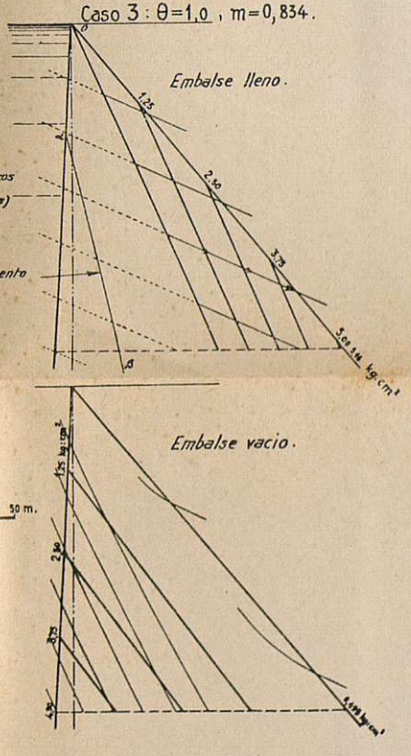
Caso 1: $\theta = 0{,}0$; $m = 0{,}6137$



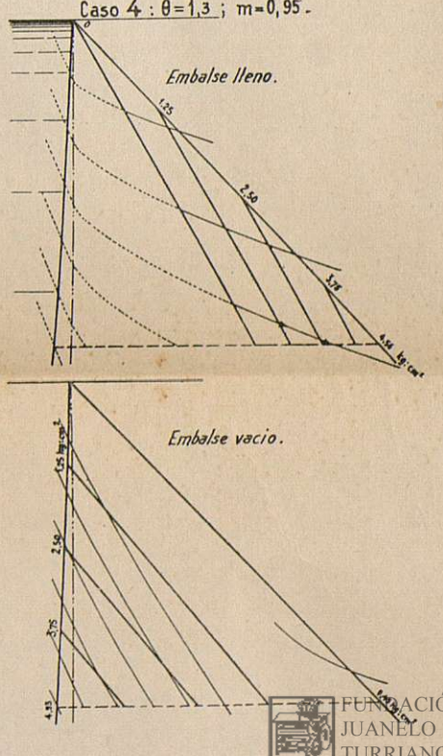
Caso 2 : $\theta = 0.5$; $m = 0{,}70$



Caso 3 : $\theta = 1{,}0$, $m = 0{,}834$.



Caso 4 : $\theta = 1{,}3$; $m = 0{,}95$.



FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

a este valor será una línea de deslizamiento particular asíntota de las dos antes citadas.

Hay una parte de la presa comprendida entre el paramento de agua arriba y la recta correspondiente al valor $C_{máx.} = 0$, en cuya zona el deslizamiento máximo no interesa por tener valor negativo. La figura 873 indica la posición de estas líneas en los tres casos y de puntos las líneas de deslizamiento en la zona de valores negativos.

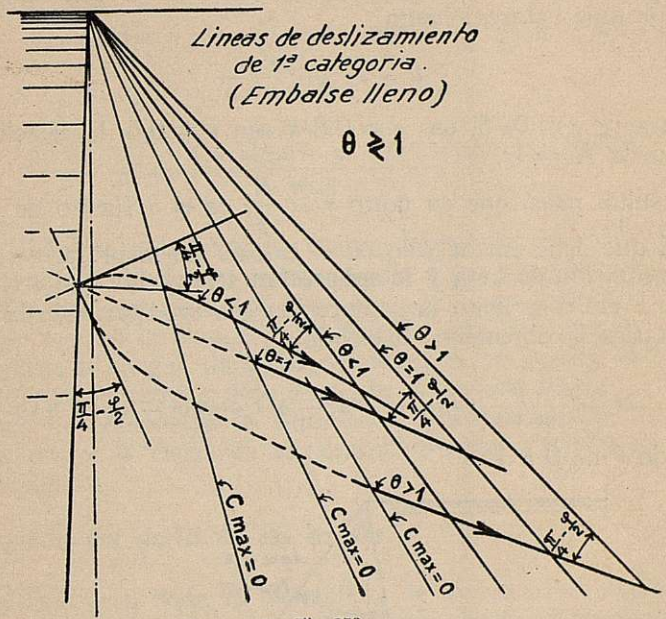


Fig. 873

De las líneas de deslizamiento, unas son casi verticales (líneas de segunda categoría); otras, casi horizontales (líneas de primera categoría); éstas son las peligrosas.

Reproducimos del Koechlin "Mécanisme de l'eau" (tomo II) los dos cuadros adjuntos, en los que aparecen trazadas las líneas interesantes en cuatro casos $\theta = 0$, $\theta = 0{,}5$, $\theta = 1$ y $\theta = 1{,}3$; y entre ellas, las de igual compresión máxima.

Relación entre el esfuerzo de deslizamiento máximo y el de compresión máximo en los puntos críticos de la presa. — Los puntos críticos son el pie del paramento de agua abajo en carga y el agua arriba en vacío.

La compresión máxima será $A = R$, siendo R la carga práctica de resistencia del material a compresión.

El deslizamiento efectivo máximo sabemos que es

$$C_{máx.} = \frac{1}{2 \cos \varphi} (A - B - (A + B) \operatorname{sen} \varphi)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En el paramento de agua arriba en vacío y en el de agua abajo en carga $B = 0$, y si τ es la carga máxima a deslizamiento,

$$A = 2\tau \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

Para que la curva límite de deslizamiento efectivo encuentre al paramento (abajo en carga, arriba en vacío) en el mismo punto que la curva límite a compresión, es necesario que sean iguales estos últimos valores; luego

$$R = 2\tau \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

Para tg $\varphi = 0{,}75$, cos $\varphi = 0{,}8$ y sen $\varphi = 0{,}6$, la relación anterior queda $R = 4\tau$.

Resulta, pues, que en tanto $\tau \geq \frac{R}{4}$ es el esfuerzo de compresión el que debe entrar sólo en el cálculo de la presa.

La condición de Levy y la subpresión triangular. —La condición de que a embalse lleno la compresión sea una parte de la presión hidrostática la obtenemos haciendo

$$N_2 = \frac{y}{(m+n)^2}\left(\gamma m(m+n) - \Delta(1 - 2mn - n^2)\right) = \theta \Delta y$$

variando θ de 0 a 1.

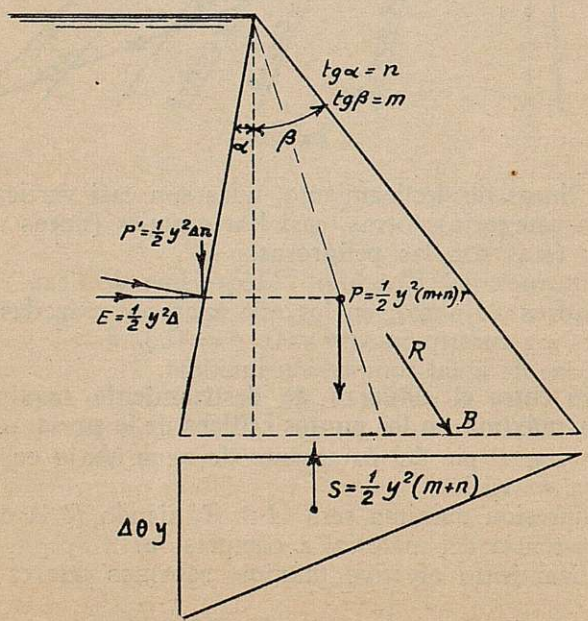


Fig. 874

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

De la expresión anterior deducimos

$$\gamma = \Delta \frac{1 - n(2m + n) + (m + n)^2\theta}{m(m + n)}$$

En el caso de considerar subpresión (fig. 874) pasando la resultante por el tercio del núcleo central, tendremos, tomando momentos respecto a B,

$$\frac{y^3}{6}\Delta - \frac{y^3}{6}\Delta n(2m + n) - \frac{y^3}{6}m(m + n)\gamma - \frac{y^3}{6}(m + n)^2\Delta\theta = 0$$

de donde

$$\gamma = \Delta \frac{1 - n(2m + n) + \theta(m + n)^2}{m(m + n)}$$

expresión idéntica a la obtenida antes. Luego el hecho de considerar la condición de Levy o parte de ella θ, es lo mismo, en cuanto al perfil, que considerar el caso de subpresión triangular ejerciéndose en toda o la misma parte θ de la cota de agua.

En cuanto a cargas de trabajo normales, ya hemos visto que son también las mismas y sólo aumenta el deslizamiento.

El caso de considerar la subpresión rectangular da el mismo perfil, disminuye la carga en el paramento agua abajo y aumenta el deslizamiento.

Normalización del perfil de las presas.

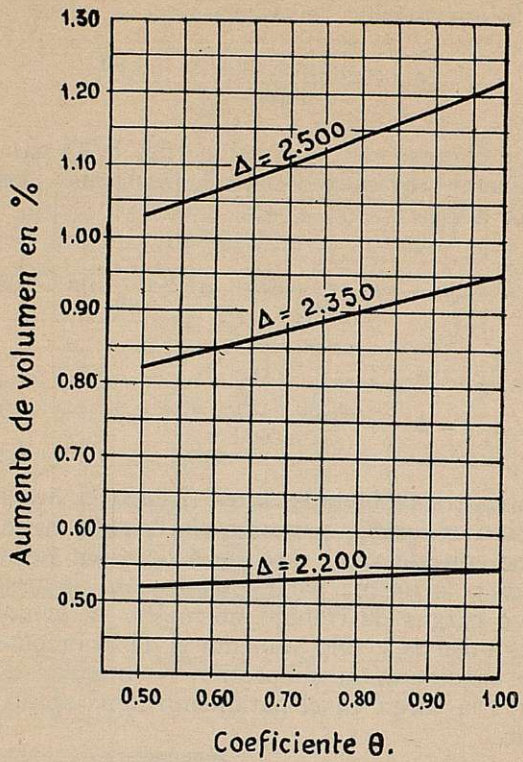
Es natural que, dada la constancia de los factores que entran en el cálculo de una presa, haya para cada densidad un perfil, solución óptima del problema. Esta idea ha sido desarrollada por Bonnet en los *Annales des Ponts et Chaussées,* 1927, pág. 177, y después recogida en su libro *Cours des Barrages,* 1931.

Al estudiar la influencia del talud de agua arriba, a embalse lleno y vacío, se llega a la conclusión de que a embalse lleno el talud económico es en desplome, y a embalse vacío, vertical.

Recomiendan Bonnet y algunos otros ingenieros franceses el dar al paramento de agua arriba un talud 1/20, para facilitar la ejecución y adherencia del enlucido, para evitar pequeños errores de trazado, para tener una ligera compresión en el paramento agua abajo en vacío, y también para evitar el efecto desagradable que produce un talud vertical, que da el aspecto de ser en desplome.

Combate el ingeniero de Caminos R. Spottorno (*Ingeniería y Construcción,* 1928, pág. 337) la tendencia al talud 1/20, por razón de economía, por una parte, como puede apreciarse en la figura 875, por sencillez de construcción y por la poca importan-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Tanto por ciento de aumento de volumen en presas de paramento de aguas arriba con talud de 0,05, respecto a las de igual estabilidad con dicho paramento vertical.

Fig. 875

cia de las tracciones a embalse vacío en el paramento de agua abajo, caso de existir (fig. 876), ya que los pozos, galerías de drenaje, etc., próximos al paramento de agua arriba pueden reducir o anular el efecto perturbador del peso de la coronación.

Las cuatro condiciones a satisfacer son. A embalse lleno:

1.ª Que la compresión en el paramento agua abajo sea inferior a la carga práctica de trabajo del material.

2.ª Que la carga de compresión en el paramento de agua arriba sea una cierta parte de la presión hidrostática.

A embalse vacío:

3.ª Que la carga de compresión en el paramento de agua arriba sea inferior a la carga práctica de trabajo del material.

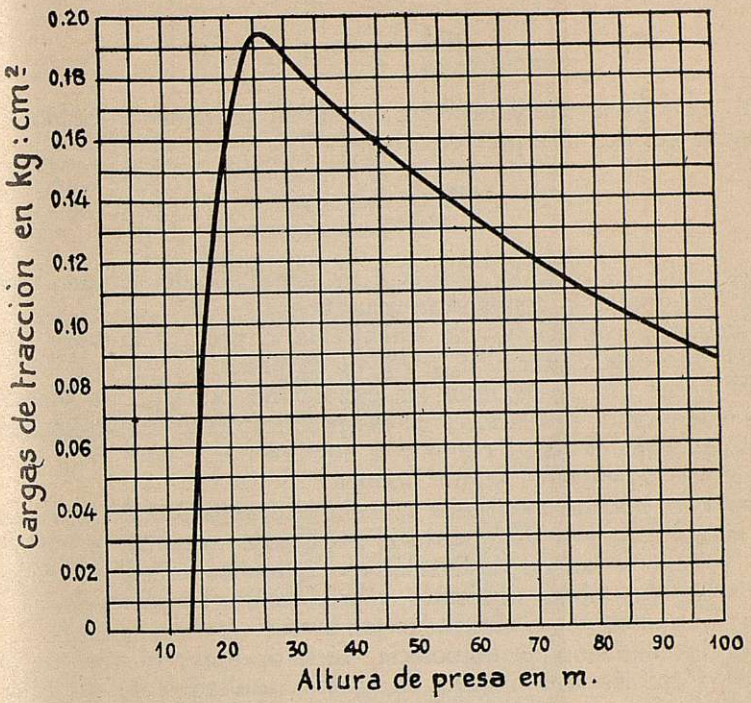
4.ª Que no haya tensión en el paramento de agua abajo.

Además, los esfuerzos de deslizamiento no deben pasar de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ciertos límites; mas hemos visto que mientras $\tau \geqq \frac{R}{4}$ sólo se considerará la carga a compresión.

La condición 4.ª se cumple cuando $n \geqq 0$.



Cargas máximas de tracción en presas triangulares de taludes n=0 y m=0,75, con coronación maciza de 5 m. de anchura y densidad de fábrica Δ = 2350 kg.×m³

Fig. 876

Según página 1048, $A = N_2(1 + m^2)$, y según página 1045,

$$N_2 = \frac{y\gamma n}{(m+n)}$$

Por lo tanto,

$$A = \frac{\gamma y n}{(m+n)}(1 + m^2)$$

La 3.ª condición será que

$$A < R \qquad A = (1 + n^2)N_2 \qquad \text{y} \qquad N_2 = \frac{y\gamma m}{(m+n)}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luego

$$A = \frac{y\gamma m(1+n^2)}{m+n}$$

para $n > 0$ la fracción

$$\frac{m(1+n^2)}{m+n} < 1$$

puesto que para cumplirse esta condición se necesita que $mn < 1$, lo que se verifica siempre, y para $n = 0$

$$\frac{m(1+n^2)}{m+n} = 1$$

Se tendrá así $A \leqq \gamma y$, y si $R > \gamma y$, como sucede siempre, resulta $A < R$, que es la condición impuesta.

Luego las condiciones de trabajo de la presa a embalse lleno son las que determinarán el perfil de la presa.

De hacer que se realicen las condiciones 1.ª y 2.ª a embalse lleno deduciremos dos valores de m; prácticamente se emplea siempre el deducido de hacer cumplir la condición 2.ª, pues ésta entraña siempre la anterior, según Bonnet.

Fácil es, hallado m, fijado n, dada la densidad γ de la fábrica y el valor de tg $\varphi = 0{,}75$, deducir las cargas máximas a embalse vacío y lleno y las de deslizamiento en ambos casos. Obtendremos así las dos tablas siguientes, reproducción, en parte, de las de Bonnet y Spottorno, completadas por nosotros.

Por la condición de homotecia, fácil de notar al ver que todas las fórmulas son lineales en y, los resultados de los cálculos llevados para una altura determinada ($y = 100$ m en las tablas) se aplicarán a toda otra presa de la misma densidad de fábrica por una sencilla proporcionalidad de altura. Así, para una presa de 73 m de altura, habría que multiplicar los valores consignados en las tablas por 0,73.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

PRESAS CON PARAMENTO AGUA ARRIBA VERTICAL

Altura de la presa, $y = 100$ m; componente vertical agua arriba a embalse lleno,

$$N_2 = \theta \cdot \Delta \cdot y \qquad \Delta = 1\,000 \text{ kg/m}^3$$

θ	Talud agua abajo tg β	Ancho en la base b en m	Cargas de trabajo a embalse lleno en kg/cm²				Cargas de trabajo a embalse vacío en kg/cm²				Deslizamiento efectivo máximo en kg/cm²			
			Agua arriba		Agua abajo		Agua arriba		Agua abajo		Embalse lleno		Embalse vacío	
			Máxima A	Mínima B	Máxima A_1	Mínima B_1	Máxima A_2	Mínima B_2	Máxima A_3	Mínima B_3	Agua arriba C	Agua abajo C_1	Agua arriba C_2	Agua abajo C_3
$\gamma = 2\,100$ kg/m³														
1	0,9534	95,34	10,00	10,00	21,00	0,00	21,00	0,00	0,00	0,00	—7,50	5,25	5,25	0,00
0,75	0,8607	86,07	"	7,50	23,50	"	"	"	"	"	—5,00	5,875	"	"
0,65	0,8304	83,04	"	6,50	24,50	"	"	"	"	"	—4,00	6,125	"	"
0,50	0,7905	79,05	"	5,00	26,00	"	"	"	"	"	—2,50	6,5	"	"
0,25	0,7352	73,52	"	2,50	28,50	"	"	"	"	"	0,00	7,125	"	"
0	0,69	69,00	"	0,00	31,00	"	"	"	"	"	2,50	7,75	"	"
$\gamma = 2\,150$														
1	0,9325	93,25	10,00	10,00	21,50	0,00	21,50	0,00	0,00	0,00	—7,50	5,375	5,375	0,00
0,75	0,8451	84,51	"	7,50	24,00	"	"	"	"	"	—5,00	6,00	"	"
0,65	0,8165	81,65	"	6,50	25,00	"	"	"	"	"	—4,00	6,25	"	"
0,50	0,7785	77,85	"	5,00	26,50	"	"	"	"	"	—2,50	6,625	"	"
0,25	0,7255	72,55	"	2,50	29,00	"	"	"	"	"	0,00	7,25	"	"
0	0,682	68,2	"	0,00	31,50	"	"	"	"	"	2,50	7,875	"	"
$\gamma = 2\,200$														
1	0,913	91,30	10,00	10,00	22,00	0,00	22,00	0,00	0,00	0,00	—7,50	5,50	5,50	0,00
0,75	0,8304	83,04	"	7,50	24,50	"	"	"	"	"	—5,00	6,125	"	"
0,65	0,8032	80,32	"	6,50	25,50	"	"	"	"	"	—4,00	6,375	"	"
0,50	0,767	76,70	"	5,00	27,00	"	"	"	"	"	—2,50	6,75	"	"
0,25	0,7161	71,61	"	2,50	29,50	"	"	"	"	"	0,00	7,375	"	"
0	0,6742	67,42	"	0,00	32,00	"	"	"	"	"	2,50	8,00	"	"
$\gamma = 2\,250$														
1	0,8944	89,44	10,00	10,00	22,50	0,00	22,50	0,00	0,00	0,00	—7,50	5,625	5,625	0,00
0,75	0,8165	81,65	"	7,50	25,00	"	"	"	"	"	—5,00	6,25	"	"
0,65	0,7906	79,06	"	6,50	26,00	"	"	"	"	"	—4,00	6,50	"	"
0,50	0,756	75,60	"	5,00	27,50	"	"	"	"	"	—2,50	6,875	"	"
0,25	0,7071	70,71	"	2,50	30,00	"	"	"	"	"	0,00	7,5	"	"
0	0,6666	66,66	"	0,00	33,50	"	"	"	"	"	2,50	8,375	"	"
$\gamma = 2\,300$														
1	0,8771	87,71	10,00	10,00	23,00	0,00	23,00	0,00	0,00	0,00	—7,50	5,75	5,75	0,00
0,75	0,8032	80,32	"	7,50	25,50	"	"	"	"	"	—5,00	6,375	"	"
0,65	0,7785	77,85	"	6,50	26,50	"	"	"	"	"	—4,00	6,625	"	"
0,50	0,7453	74,53	"	5,00	28,00	"	"	"	"	"	—2,50	7,00	"	"
0,25	0,6984	69,84	"	2,50	30,50	"	"	"	"	"	0,00	7,625	"	"
0	0,6593	65,93	"	0,00	33,00	"	"	"	"	"	2,50	8,25	"	"
$\gamma = 2\,350$														
1	0,8608	86,08	10,00	10,00	23,50	0,00	23,50	0,00	0,00	0,00	—7,50	5,875	5,875	0,00
0,75	0,7906	79,06	"	7,50	26,00	"	"	"	"	"	—5,00	6,50	"	"
0,65	0,767	76,70	"	6,50	27,00	"	"	"	"	"	—4,00	6,75	"	"
0,50	0,7351	73,51	"	5,00	28,50	"	"	"	"	"	—2,50	7,125	"	"
0,25	0,69	69,00	"	2,50	31,00	"	"	"	"	"	0,00	7,75	"	"
0	0,6523	65,23	"	0,00	33,50	"	"	"	"	"	2,50	8,375	"	"
$\gamma = 2\,400$														
1	0,8452	84,52	10,00	10,00	24,00	0,00	24,00	0,00	0,00	0,00	—7,50	6,00	6,00	0,00
0,75	0,7785	77,85	"	7,50	26,50	"	"	"	"	"	—5,00	6,625	"	"
0,65	0,756	75,60	"	6,50	27,50	"	"	"	"	"	—4,00	6,875	"	"
0,50	0,7255	72,55	"	5,00	29,00	"	"	"	"	"	—2,50	7,25	"	"
0,25	0,682	68,20	"	2,50	31,50	"	"	"	"	"	0,00	7,875	"	"
0	0,6455	64,55	"	0,00	34,00	"	"	"	"	"	2,50	8,5	"	"
$\gamma = 2\,450$														
1	0,8304	83,04	10,00	10,00	24,50	0,00	24,50	0,00	0,00	0,00	—7,50	6,125	6,125	0,00
0,75	0,767	76,70	"	7,50	27,00	"	"	"	"	"	—5,00	6,75	"	"
0,65	0,7453	74,53	"	6,50	28,00	"	"	"	"	"	—4,00	7,00	"	"
0,50	0,7161	71,61	"	5,00	29,50	"	"	"	"	"	—2,50	7,375	"	"
0,25	0,6742	67,42	"	2,50	32,00	"	"	"	"	"	0,00	8,00	"	"
0	0,6388	63,88	"	0,00	34,50	"	"	"	"	"	2,50	8,625	"	"
$\gamma = 2\,500$														
1	0,8165	81,65	10,00	10,00	25,00	0,00	25,00	0,00	0,00	0,00	—7,50	6,25	6,25	0,00
0,75	0,756	75,60	"	7,50	27,50	"	"	"	"	"	—5,00	6,875	"	"
0,65	0,7351	73,51	"	6,50	28,50	"	"	"	"	"	—4,00	7,125	"	"
0,50	0,7071	70,71	"	5,00	30,00	"	"	"	"	"	—2,50	7,50	"	"
0,25	0,6666	66,66	"	2,50	32,50	"	"	"	"	"	0,00	8,125	"	"
0	0,6324	63,24	"	0,00	35,00	"	"	"	"	"	2,50	8,75		

La indicación de *comillas* (") quiere decir que la cifra correspondiente es la anterior en la misma columna.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PRESAS CON PARAMENTO AGUA ARRIBA CON TALUD 1/20

Altura de la presa, $y = 100$ m; componente vertical agua arriba a embalse lleno,

$$N_2 = \theta \cdot \Delta \cdot y \qquad \Delta = 1\,000 \text{ kg/m}^3$$

θ	Talud agua abajo tg β	Ancho en la base b en m	Cargas de trabajo a embalse lleno en kg/cm²				Cargas de trabajo a embalse vacío en kg/cm²				Deslizamiento efectivo máximo en kg/cm²			
			Agua arriba		Agua abajo		Agua arriba		Agua abajo		Embalse lleno		Embalse vacío	
			Máxima A	Mínima B	Máxima A_1	Mínima B_1	Máxima A_2	Mínima B_2	Máxima A_3	Mínima B_3	Agua arriba C	Agua abajo C_1	Agua arriba C_2	Agua abajo C_3
							$\gamma = 2\,100$ kg/m³							
1	0,9069	95,69	10,00	10,00	21,00	0,00	19,95	0,00	2,00	0,00	—7,50	5,25	4,99	0,50
0,75	0,8136	86,36	"	7,49	23,40	"	19,82	"	2,02	"	—4,99	5,85	4,96	0,51
0,65	0,7832	83,32	"	6,50	24,31	"	19,78	"	2,036	"	—4,00	6,08	4,94	0,509
0,50	0,7431	79,31	"	4,99	25,81	"	19,73	"	2,05	"	—2,49	6,45	4,93	0,51
0,25	0,6875	73,75	"	2,48	28,22	"	19,63	"	2,10	"	0,02	7,06	4,91	0,52
0	0,6421	69,21	"	—0,02	30,68	"	19,53	"	2,14	"	2,52	7,67	4,88	0,53
							$\gamma = 2\,150$							
1	0,8869	93,69	10,00	10,00	21,50	0,00	20,40	0,00	2,05	0,00	—7,50	5,38	5,10	0,51
0,75	0,7989	84,89	"	7,49	23,90	"	20,28	"	2,08	"	—4,99	5,98	5,07	0,52
0,65	0,7641	81,41	"	6,50	25,12	"	20,23	"	2,09	"	—4,00	6,28	5,06	0,522
0,50	0,7317	78,17	"	4,99	26,32	"	20,19	"	2,11	"	—2,49	6,58	5,05	0,53
0,25	0,6784	72,84	"	2,48	28,74	"	20,07	"	2,15	"	0,02	7,18	5,02	0,54
0	0,6346	68,46	"	—0,02	31,18	"	19,98	"	2,20	"	2,52	7,79	4,99	0,55
							$\gamma = 2\,200$							
1	0,8682	91,82	10,00	10,00	22,00	0,00	20,84	0,00	2,10	0,00	—7,50	5,50	5,21	0,52
0,75	0,7849	83,49	"	7,49	24,42	"	20,73	"	2,13	"	—4,99	6,10	5,18	0,53
0,65	0,7577	80,77	"	6,50	25,38	"	20,69	"	2,15	"	—4,00	6,30	5,17	0,53
0,50	0,7209	77,09	"	4,99	26,80	"	20,62	"	2,17	"	—2,49	6,70	5,15	0,54
0,25	0,6696	71,96	"	2,48	29,25	"	20,52	"	2,21	"	0,02	7,31	5,13	0,55
0	0,6273	67,73	"	—0,02	31,69	"	20,46	"	2,26	"	2,52	7,92	5,11	0,56
							$\gamma = 2\,250$							
1	0,8506	90,06	10,00	10,00	22,50	0,00	21,30	0,00	2,15	0,00	—7,50	5,62	5,33	0,54
0,75	0,7717	82,17	"	7,49	24,90	"	21,19	"	2,18	"	—4,99	6,22	5,30	0,55
0,65	0,7456	79,56	"	6,50	25,83	"	21,15	"	2,20	"	—4,00	6,44	5,29	0,55
0,50	0,7105	76,05	"	4,99	27,32	"	21,07	"	2,23	"	—2,49	6,83	5,27	0,56
0,25	0,6611	71,11	"	2,48	29,75	"	20,97	"	2,27	"	0,02	7,44	5,24	0,57
0	0,6203	67,03	"	—0,02	32,21	"	20,38	"	2,32	"	2,52	8,05	5,22	0,58
							$\gamma = 2\,300$							
1	0,8339	88,39	10,00	10,00	23,00	0,00	21,75	0,00	2,21	0,00	—7,50	5,75	5,44	0,55
0,75	0,7591	80,91	"	7,49	25,40	"	21,63	"	2,24	"	—4,99	6,35	5,41	0,56
0,65	0,7342	78,42	"	6,50	26,37	"	21,59	"	2,26	"	—4,00	6,58	5,40	0,56
0,50	0,7005	75,05	"	4,99	27,82	"	21,52	"	2,28	"	—2,49	6,95	5,38	0,57
0,25	0,6530	70,30	"	2,48	30,25	"	21,42	"	2,33	"	0,02	7,56	5,35	0,58
0	0,6135	66,35	"	—0,02	32,70	"	21,32	"	2,39	"	2,52	8,17	5,33	0,60
							$\gamma = 2\,350$							
1	0,8182	86,82	10,00	10,00	23,50	0,00	22,20	0,00	2,26	0,00	—7,50	5,87	5,55	0,57
0,75	0,7470	79,70	"	7,49	25,91	"	22,08	"	2,30	"	—4,99	6,48	5,52	0,58
0,65	0,7233	77,33	"	6,50	26,88	"	22,04	"	2,32	"	—4,00	6,70	5,51	0,58
0,50	0,6909	74,09	"	4,99	28,33	"	21,97	"	2,34	"	—2,49	7,08	5,49	0,59
0,25	0,6451	69,51	"	2,48	30,76	"	21,86	"	2,39	"	0,02	7,69	5,46	0,60
0	0,6069	65,69	"	—0,02	33,20	"	21,77	"	2,45	"	2,52	8,30	5,44	0,61
							$\gamma = 2\,400$							
1	0,8034	85,34	10,00	10,00	24,00	0,00	22,65	0,00	2,31	0,00	—7,50	6,00	5,66	0,58
0,75	0,7356	78,56	"	7,49	26,40	"	22,53	"	2,35	"	—4,99	6,60	5,63	0,59
0,65	0,7128	76,28	"	6,50	27,38	"	22,49	"	2,37	"	—4,00	6,85	5,62	0,59
0,50	0,6817	73,17	"	4,99	28,83	"	22,42	"	2,40	"	—2,49	7,21	5,60	0,60
0,25	0,6375	68,75	"	2,48	31,26	"	22,32	"	2,45	"	0,02	7,81	5,58	0,61
0	0,6005	65,05	"	—0,02	33,70	"	22,21	"	2,51	"	2,52	8,42	5,50	0,63
							$\gamma = 2\,450$							
1	0,7893	83,93	10,00	10,00	24,50	0,00	23,10	0,00	2,37	0,00	—7,50	6,12	5,77	0,59
0,75	0,7246	77,46	"	7,49	26,91	"	22,98	"	2,41	"	—4,99	6,73	5,74	0,60
0,65	0,6971	74,71	"	6,50	28,18	"	22,94	"	2,43	"	—4,00	6,97	5,73	0,60
0,50	0,6728	72,28	"	4,99	29,34	"	22,86	"	2,46	"	—2,49	7,33	5,71	0,61
0,25	0,6302	68,02	"	2,48	31,77	"	22,76	"	2,52	"	0,02	7,94	5,69	0,63
0	0,5943	64,43	"	—0,02	34,20	"	22,66	"	2,58	"	2,52	8,55	5,62	0,64
							$\gamma = 2\,500$							
1	0,7759	82,59	10,00	10,00	25,00	0,00	23,54	0,00	2,42	0,00	—7,50	6,25	5,88	0,61
0,75	0,7140	76,40	"	7,49	27,41	"	23,42	"	2,47	"	—4,99	6,85	5,85	0,62
0,65	0,6931	74,31	"	6,50	28,39	"	23,38	"	2,49	"	—4,00	7,08	5,84	0,62
0,50	0,6643	71,43	"	4,99	29,83	"	23,31	"	2,52	"	—2,49	7,46	5,83	0,63
0,25	0,6231	67,31	"	2,48	32,26	"	23,20	"	2,58	"	0,02	8,06	5,80	0,65
0	0,5883	63,83	"	—0,02	34,70	"	23,10	"	2,64	"	2,52	8,67	5,78	0,66

La indicación de *comillas* (") quiere decir que la cifra correspondiente es la anterior en la misma columna.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XLV

CALCULO DE LAS PRESAS-BOVEDA

Cálculo como arco elástico.—Estudios de Cain.

En los *Transactions de la American Society of Civil Engineers* de 1922 (pág. 233) ha publicado William Cain sus estudios sobre el arco empotrado y rotulado, de espesor uniforme y sometido a cargas normales.

Han sido muy empleadas sus fórmulas en el cálculo de presas-bóveda en Norteamérica, y este hecho, unido a la elegancia y sencillez con que aborda el problema y a la comodidad de su resolución, en virtud de los ábacos de Fowler (*Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1928, pág. 1513), nos han inducido a sintetizar sus Memorias y a presentar en unidades métricas sus ábacos, que tanto facilitan el cálculo. Siguiendo el mismo orden de las Memorias de Cain, dividiremos los arcos en delgados y gruesos, teniendo por diferencia en su estudio, el considerar en los segundos el esfuerzo cortante y el referir a la fibra neutra, en vez de al centro de gravedad, los momentos y esfuerzos.

Arcos delgados.

Estudiaremos sólo los arcos empotrados.

Arco empotrado.—Sea (fig. 877) un arco horizontal de 1 m de espesor en la dimensión normal al plano del papel.

Sea

t = espesor uniforme del arco.
r = radio de la línea de centros.
r' = » del trasdos.
p' = presión normal radial.
p = presión normal en la línea de centros = $\frac{p'r'}{r}$.
φ = abscisa angular de un punto D contada a partir de la clave.
φ_1 = mitad del ángulo central.
s = longitud del arco, $CD = r\varphi$; $ds = rd\varphi$
E = módulo de elasticidad.
M_o = momento en la clave, tomado positivamente cuando el giro se verifica en el sentido de las agujas del reloj.
P_o = empuje de la clave.
M, P y S el momento, el empuje y el esfuerzo cortante en un punto $D(r,\varphi)$.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por simetría, el empuje P_0 es normal a la sección de la clave, y el esfuerzo cortante es cero en ella. En arranques, las reacciones

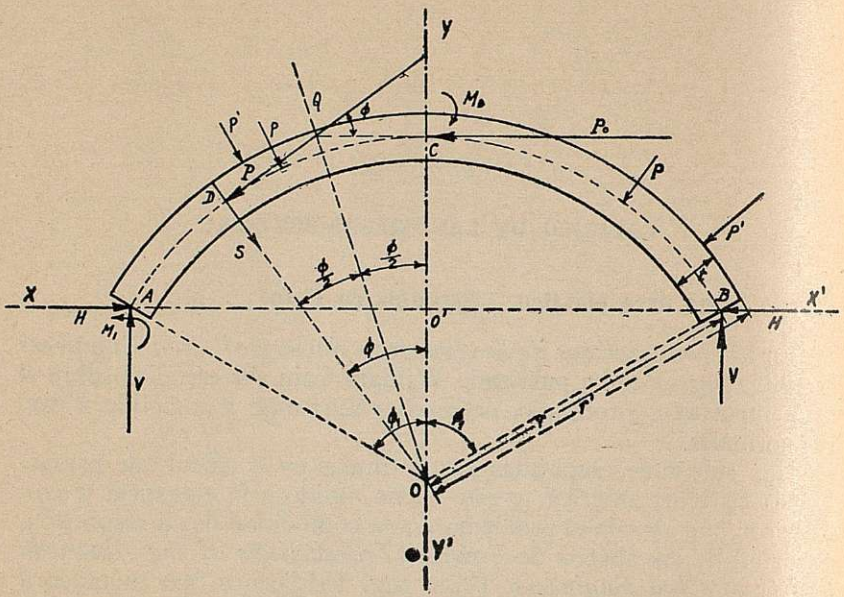


Fig. 877

son V, H y M_1. Las fuerzas V, H y M_1, con las M_0, P_0 y la carga de agua en el trasdós del arco, equilibran al semiarco.

Proyectando sobre el eje yy',

$$V = \int_o^{\varphi_1} p \cdot ds \cdot \cos\varphi = \int_o^{\varphi_1} pr \cos\varphi d\varphi = pr \cdot (\operatorname{sen}\varphi)_o^{\varphi_1} = pr \operatorname{sen}\varphi_1 \qquad [1]$$

Proyectando sobre XX',

$$H = P_o - \int_o^{\varphi_1} pds \operatorname{sen}\varphi = P_o - \int_o^{\varphi_1} pr \operatorname{sen}\varphi d\varphi = P_o - pr(-\cos\varphi)_o^{\varphi_1} =$$
$$= P_o - pr(1 - \cos\varphi_1) = pr\cos\varphi_1 - (pr - P_o) \qquad [2]$$

Si I es el momento de inercia de la sección radial en D con respecto a un eje perpendicular al plano del papel,

$$I = \frac{t^3}{12}$$

y el radio de giro K será

$$K^2 = \frac{I}{\text{área sección}} = \frac{1}{12}\,\frac{t^3}{t \times 1} = \frac{t^2}{12}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La resultante de las cargas p, que actúan entre D y C, tiene por línea de acción la bisectriz del ángulo $\varphi = DOC$, y por valor, proyectando sobre ella,

$$Q = 2\int_o^{\frac{\varphi}{2}} pds \cos\varphi = 2pr\int_o^{\frac{\varphi}{2}} \cos\varphi d\varphi = 2pr(\operatorname{sen}\varphi)_o^{\frac{\varphi}{2}} = 2pr \operatorname{sen}\frac{\varphi}{2}$$

El momento, con respecto a D, de esta fuerza es:

$$Q \cdot r \operatorname{sen}\frac{\varphi}{2} = 2pr^2 \operatorname{sen}^2\frac{\varphi}{2} = pr^2(1 - \cos\varphi)$$

El momento de todas las fuerzas exteriores a la derecha, con respecto a D, es:

$$M = M_o - P_o r(1 - \cos\varphi) + pr^2(1 - \cos\varphi) = M_o + (pr - P_o)r(1 - \cos\varphi) \qquad [3]$$

La componente de Q en la dirección de P es:

$$Q \operatorname{sen}\frac{\varphi}{2} = 2pr \operatorname{sen}^2\frac{\varphi}{2} = pr(1 - \cos\varphi)$$

P será igual a la suma de las componentes de P_0 y Q paralelas a P

$$P = P_o \cos\varphi + pr(1 - \cos\varphi) = pr - (pr - P_o)\cos\varphi \qquad [4]$$

La expresión del trabajo elástico, si no tenemos en cuenta el esfuerzo cortante ni el efecto de temperatura, sabemos es (Peña, *Mecánica Elástica*, pág. 44) en el semiarco

$$L = \frac{r}{2}\int_o^{\varphi_1} \frac{M^2 d\varphi}{EI} + \frac{r}{2}\int_o^{\varphi_1} \frac{P^2 d\varphi}{Et} \qquad [5]$$

Por la simetría de las cargas, la sección de la clave ni gira ni tiene desplazamiento en la dirección de P_0. Luego, por el teorema de Castigliano, podemos hallar M_0 y P_0, pues

$$\frac{dL}{dM_o} = 0 \qquad \text{y} \qquad \frac{dL}{dP_o} = 0$$

y tendremos un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas

$$\frac{dL}{dM_o} = 0 = r\int_o^{\varphi_1} \frac{M}{EI}\frac{dM}{dM_o} d\varphi + r\int_o^{\varphi_1} \frac{p}{Et}\frac{dP}{dM_o} d\varphi \qquad [5']$$

$$\frac{dL}{dP_o} = 0 = r\int_o^{\varphi_1} \frac{M}{EI}\frac{dM}{dP_o} d\varphi + r\int_o^{\varphi_1} \frac{p}{Et}\frac{dP}{dP_o} d\varphi \qquad [5'']$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Necesitamos hallar

$$\frac{dM}{dM_o} \qquad \frac{dM}{dP_o} \qquad \frac{dP}{dM_o} \quad \text{y} \quad \frac{dP}{dP_o}$$

fácilmente obtenibles de las ecuaciones [3] y [4],

$$\frac{dM}{dM_o} = 1 \qquad \frac{dM}{dP_o} = -r(1-\cos\varphi) \qquad \frac{dP}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dP}{dP_o} = \cos\varphi$$

La ecuación [5'] queda

$$\frac{r}{EI}\int_o^{\varphi_1} M\frac{dM}{dM_o}d\varphi = 0 \qquad \text{ó} \qquad \int_o^{\varphi_1} M d\varphi = 0 \qquad [6]$$

poniendo, en vez de M, el valor dado en [3], obtenemos

$$M_o\varphi_1 + (pr - P_o)r(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1) = 0 \qquad [7]$$

La [5''] queda de la forma

$$\frac{1}{I}\int_o^{\varphi_1} M\frac{dM}{dP_o}d\varphi + \frac{1}{t}\int_o^{\varphi_1} P\frac{dP}{dP_o}d\varphi = 0$$

que se reduce en virtud de la ecuación [6] y de poner $\frac{I}{t} = K^2$ a

$$r\int_o^{\varphi_1} M\cos\varphi d\varphi + K^2\int_o^{\varphi_1} P\cos\varphi d\varphi = 0 \qquad [8]$$

Sustituyendo los valores de M y P dados en las expresiones [3] y [4], integrando y reduciendo, queda

$$r\left[M_o\operatorname{sen}\varphi_1 + (pr - P_o)r\left(\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{2} - \frac{1}{4}\operatorname{sen}2\varphi_1\right)\right] +$$
$$+ K^2\left[P_o\left(\frac{\varphi_1}{2} + \frac{1}{4}\operatorname{sen}2\varphi_1\right) + pr\left(\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{2} - \frac{1}{4}\operatorname{sen}2\varphi_1\right)\right] = 0 \qquad [9]$$

Para eliminar M_0 multiplicaremos la ecuación [7] por $r\operatorname{sen}\varphi_1$, y la anterior, [9], por φ_1; restaremos la última de la primera; multiplicaremos por $\frac{2}{r^2}$ y eliminaremos $(pr - P_0)$, y tendremos

$$(pr - P_o) = \frac{pr}{D}\,2\varphi_1\operatorname{sen}\varphi_1\frac{K^2}{r^2} \qquad [10]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en donde

$$D = \left(1 + \frac{K^2}{r^2}\right)\varphi_1\left(\varphi_1 + \frac{1}{2}\operatorname{sen} 2\varphi_1\right) - 2\operatorname{sen}^2 \varphi_1 \qquad [11]$$

De la ecuación [10] puede deducirse P_0, y de la [7] obtenemos

$$M_o = -(pr - P_o)r\left(1 - \frac{\operatorname{sen} \varphi_1}{\varphi_1}\right) \qquad [12]$$

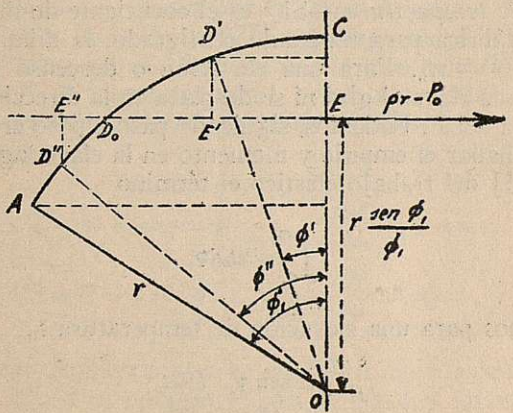
Por las ecuaciones [1] y [2] encontramos las reacciones en estribos. Si sustituímos la ecuación [12] en la [3], encontramos

$$M = r(pr - P_o)\left(\frac{\operatorname{sen} \varphi_1}{\varphi_1} - \cos \varphi\right) \qquad [13]$$

que da el momento en un punto D. El valor de P lo da la ecuación [4].

El esfuerzo cortante en la sección D se obtiene fácilmente tomando como origen OD.

$$S = -P_o \operatorname{sen} \varphi + \int_o^{\varphi} pr d\varphi \cos \varphi = -P_o \operatorname{sen} \varphi + pr \operatorname{sen} \varphi = (pr - P_o) \operatorname{sen} \varphi \qquad [14]$$



F.g. 878

La expresión de M puede ponerse de forma más sencilla. En la figura 878, si suponemos que $(pr - P_0)$ es una fuerza que actúa perpendicularmente a la sección de la clave OC y a la distancia OE de O igual a $r\dfrac{\operatorname{sen} \varphi_1}{\varphi_1}$ (distancia de O al centro de gravedad del

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

arco AC), tendremos por la ecuación [13]

$$M = (pr - P_o)\left(r\,\frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1} - r\cos\varphi\right) = (pr - P_o)(OE - r\cos\varphi)$$

Para el punto D', $\varphi = \varphi'$,

$$M = -(pr - P_o)E'D'$$

Para el D'', $\varphi = \varphi''$,

$$M = (pr - P_o)D''E''$$

En D_0, donde la línea de acción de $(pr - P_0)$ encuentra al arco AC, $M = 0$; para puntos entre D_0 y C, M es negativo, y decrece de C a D_0; para puntos entre D_0 y A, M es positivo, y crece de D_0 a A.

La excentricidad es:

$$e = \frac{M}{P}$$

Y si se toman como positivos los momentos que producen un giro en el sentido de las agujas del reloj, la línea de los centros de presión encuentra a la sección de la clave por encima de la línea de los centros de gravedad de las secciones. Desde C a D_0 se aproxima a esta última, y la cruza en D_0, pasando en este punto por debajo, y teniendo la máxima excentricidad en A.

Efecto de temperatura.—Si ε es el coeficiente de dilatación unitario de la fábrica para un grado centígrado, la dilatación para t_0 grados será $\lambda = \varepsilon t_0$. Para una elevación o descenso uniforme de temperatura, la clave ni gira ni se desplaza en la dirección del eje X, y sólo si en la del Y. Podemos, siguiendo paso a poso el razonamiento anterior, hallar el empuje y momento en la clave, agregando a la expresión [5] del trabajo elástico el término

$$\int_o^{\varphi_1} rP\varepsilon t_o\,d\varphi$$

y obtendremos para una elevación de temperatura t_0

$$H = \frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_o}\,\frac{EI\varepsilon t_o}{r^2} \qquad [15]$$

En donde

$$D_o = \left(\varphi_1 + \frac{1}{2}\operatorname{sen}2\varphi_1\right)\left(1 + \frac{K^2}{r^2}\right) - \frac{1 - \cos 2\varphi_1}{\varphi_1}$$

y

$$M_o = Hr\left(1 - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}\right) \qquad [16]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Se puede observar que el D de la ecuación [11] es igual a $\varphi_1 D_0$. El momento en un punto cualquiera $(r\varphi)$ del eje es

$$M = Hr\left(\cos\varphi - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}\right) \qquad [17]$$

La carga normal es

$$P = H\cos\varphi \qquad [18]$$

y la radial o esfuerzo cortante

$$S = H\operatorname{sen}\varphi \qquad [19]$$

La fórmula [17] nos indica que si suponemos, como antes en la figura 878, que actúa una fuerza H normal a OC y a la distancia $r\frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}$, el producto de H, por la distancia de un punto de la línea de centros a la línea de acción de H, nos dará el momento con respecto a ese punto producido por la elevación t_0 de temperatura.

Si es elevación de temperatura, la fuerza H actúa de derecha a izquierda, y son positivos los momentos de C a D_0, y negativos, de D_0 a A; y si es descenso de temperatura, el sentido de H es de izquierda a derecha, y son negativos los momentos de C a D_0, y positivos, de D_0 a A.

Flexión radial de la clave por la carga de agua.—Supongamos, en el caso del arco de la figura 877, una carga pequeña ω aplicada en la clave en el semiarco izquierdo y con la dirección CO. Designando por M' y P' el nuevo momento y carga normal en D, tendremos que añadir a M y P dados por las ecuaciones [3] y [4] el término en ω; luego

$$M' = M + \omega r\operatorname{sen}\varphi \qquad \frac{dM'}{d\omega} = r\operatorname{sen}\varphi$$

$$P' = P + \omega\operatorname{sen}\varphi \qquad \frac{dP'}{d\omega} = \operatorname{sen}\varphi$$

El semiarco izquierdo está en equilibrio, por las cargas p, la ω, el momento M'_0 y el empuje P'_0 en la clave y las reacciones en arranques.

La expresión del trabajo elástico es

$$L' = \frac{r}{2}\int_o^{\varphi_1}\frac{M'^2}{EI}\,d\varphi + \frac{r}{2}\int_o^{\varphi_1}\frac{P'^2}{Et}\,d\varphi$$

Por el teorema de Castigliano, la flexión η en la clave en la dirección CO se encuentra hallando la derivada parcial de L' con res-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pecto a ω, y poniendo $\omega = 0$ en M' y P', que quedan reducidas a M y P; por lo tanto,

$$\eta = \frac{r}{EI}\int_o^{\varphi_1} M\frac{dM'}{d\omega}\,d\varphi + \frac{r}{Et}\int_o^{\varphi_1} P\frac{dP'}{d\omega}\,d\varphi$$

$$\frac{EI}{r}\eta = \int_o^{\varphi_1} Mr\,\operatorname{sen}\varphi d\varphi + K^2\int_o^{\varphi_1} P\operatorname{sen}\varphi d\varphi$$

Sustituyendo los valores de M y P dados por las ecuaciones [13] y [4] e integrando, tendremos

$$\frac{EI}{r}\eta = r^2(pr - P_o)\left[\frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}(1-\cos\varphi_1) - \frac{1}{2}\left(1+\frac{K^2}{r^2}\right)\operatorname{sen}^2\varphi_1\right] + \\ + K^2pr(1-\cos\varphi_1)$$

Sustituyendo el valor de $(pr - P_0)$ dado por la ecuación [10] y escribiendo

$$\operatorname{sen}^2\varphi_1 = 1-\cos^2\varphi_1 = (1+\cos\varphi_1)(1-\cos\varphi_1)$$

tendremos

$$\frac{EI}{r}\eta = prK^2(1-\cos\varphi_1)\frac{1}{D}\left[2\operatorname{sen}^2\varphi_1 - \left(1+\frac{K^2}{r^2}\right)\varphi_1\operatorname{sen}\varphi_1(1+\cos\varphi_1) + D\right]$$

Y sustituyendo el valor de D dado en la ecuación [11], el paréntesis final se reduce a

$$\left(1+\frac{K^2}{r^2}\right)\varphi_1(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1)$$

Así que, finalmente, resolviendo en η, encontramos, poniendo

$$2\operatorname{sen}^2\varphi_1 = 1-\cos 2\varphi_1 \qquad \text{y} \qquad \frac{K^2}{I} = \frac{1}{t}$$

y diviendo numerador y denominador por $\left(1+\frac{K^2}{r^2}\right)\varphi_1$

$$\eta = \frac{pr^2}{Et}\,\frac{(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1)(1-\cos\varphi_1)}{\left(\varphi_1 + \frac{1}{2}\operatorname{sen}2\varphi_1\right) - \dfrac{1-\cos\varphi_1}{\varphi_1\left(1+\dfrac{K^2}{r^2}\right)}} \qquad [20]$$

Flexión radial en la clave por efecto de temperatura.—Si llamamos la flecha f,

$$f = r(1-\cos\varphi_1)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la flexión de la clave debida a una elevación de temperatura, fácilmente obtenible siguiendo un proceso análogo al anterior, es

$$\eta_1 = \frac{f\varepsilon t_o \operatorname{sen} \varphi_1}{D_o} \left[(1 + \cos \varphi_1)\left(1 + \frac{K^2}{r^2}\right) - 2\,\frac{\operatorname{sen} \varphi_1}{\varphi_1} \right] \qquad [21]$$

Síntesis del cálculo.—En las ecuaciones [4], [12], [13] y [14] se ve que aparece constantemente el factor $(pr - P_0)$; interesa, pues, empezar por obtenerle de la ecuación [10], que, como $D = \varphi_1 D_0$, se puede poner de la forma

$$(pr - P_o) = \frac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{D_o} \left(p \cdot r \cdot \frac{K^2}{r^2} \right)$$

Los valores de $\dfrac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{D_o}$ en función de $2\varphi_1$ y de $\dfrac{t}{r}$ los da la tabla 1.

TABLA 1

$$(pr - P_o) = \frac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{D_o} \left(p \cdot r \cdot \frac{K^2}{r^2} \right)$$

Valores de $\dfrac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{D_o}$

$2\phi_1$	$\frac{t}{r}$							
	0.00	0.02	0.06	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
*40°	3 021	2 750	1 600	872	461	278	184	130
42.5	2 380	2 200	1 380	806	442	273	181	129
*45	1 884	1 776	1 215	745	424	268	178	128
47.5	1 485	1 435	1 050	672	403	258	175	126
*50	1 235	1 188	909	618	381	248	171	124
52.5	1 010	980	780	558	357	237	166	122
*55	843	821	678	503	334	227	161	119
*60	595	584	508	404	288	205	150	113
65	445	440	386	320	246	182	137	105
*70	320	317	294	256	205	160	125	98
75	246	244	230	203	172	140	112	89
*80	187	186	180	163	141	119	98	81
85	150	149	142	130	117	101	86	72
*90	117	116	113	107	97	86	75	65
95	92	91	89	87	80	72	64	57
*100	76	76	74	72	67	62	56	50
105	64	64	63	62	58	54	48	44
110	54	54	53	52	50	47	42	39
115	44	44	43	42	41	39	36	34
*120	36	36	36	35	34	33	31	29
125	31	31	30	30	29	28	27	25
130	26	26	25	25	24	24	23	22
*140	19	19	19	19	19	18	18	17
150	15	15	15	15	14	14	14	14
160	12	12	12	11	11	11	10	10
170	9	9	9	9	8	8	8	8
*180	7	7	7	7	7	7	6	6

NOTA.—Los marcados con asteriscos han sido calculados; los demás se interpolaron.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hallado el valor $(pr - P_0)$ se tiene P_0; por la fórmula [12] obtenemos M_0; por las [1], [2] y [13], en la cual, en vez de φ, se ponga φ_1, obtenemos V, H y M, reacciones en el estribo, y por las [13], [4] y [14], los valores de M, P y S en un punto cualquiera del arco, lo que nos permitirá comprobar la sección.

Efecto de temperatura.—Como la tabla 1 nos da $\frac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{D_o}$ en función de $2\varphi_1$ y $\frac{t}{r}$, con facilidad encontraremos: por la fórmula [15], H, y por la [16], M_0; por las [17], [18] y [19], los valores de M, P y S para un punto cualquiera del arco en aumento o descenso de temperatura.

TABLA 2

Valores del coeficiente c en la fórmula $\eta = c\left(\frac{pr^2}{Et}\right) = c\left(\frac{p'r'r}{Et}\right)$

$2\phi_1$	$\frac{t}{r} = 0$	$\frac{t}{r} = 0.02$	$\frac{t}{r} = 0.06$	$\frac{t}{r} = 0.10$	$\frac{t}{r} = 0.15$	$\frac{t}{r} = 0.20$	$\frac{t}{r} = 0.25$	$\frac{t}{r} = 0.30$
*40°	1.877	1.708	0.994	0.542	0.287	0.173	0.115	0.081
45°	1.877	1.765	1.190	0.730	0.430	0.260	0.180	0.130
*50°	1.878	1.806	1.382	0.941	0.580	0.377	0.261	0.190
55°	1.879	1.825	1.510	1.120	0.750	0.515	0.365	0.270
*60°	1.881	1.845	1.606	1.277	0.911	0.651	0.477	0.360
65°	1.881	1.857	1.670	1.400	1.065	0.800	0.610	0.470
*70°	1.882	1.863	1.726	1.505	1.204	0.942	0.736	0.581
75°	1.883	1.867	1.760	1.580	1.325	1.070	0.865	0.700
*80°	1.884	1.873	1.791	1.648	1.425	1.198	0.995	0.825
85°	1.885	1.876	1.810	1.695	1.510	1.310	1.110	0.950
*90°	1.886	1.879	1.828	1.735	1.577	1.400	1.223	1.060
95°	1.887	1.881	1.840	1.765	1.630	1.480	1.320	1.160
*100°	1.889	1.884	1.851	1.789	1.679	1.546	1.404	1.262
110°	1.892	1.890	1.860	1.820	1.745	1.645	1.540	1.420
*120°	1.894	1.894	1.878	1.848	1.794	1.723	1.640	1.549
130°	1.897	1.897	1.885	1.865	1.830	1.770	1.710	1.640
*140°	1.901	1.900	1.893	1.878	1.850	1.812	1.766	1.713
160°	1.910	1.909	1.905	1.895	1.880	1.860	1.830	1.800
*180°	1.918	1.918	1.916	1.911	1.903	1.891	1.877	1.859

NOTA.—Los marcados con asterisco han sido calculados; los demás se interpolaron.

Flexión radial en la clave por la carga de agua.—El valor η de esta flexión nos lo da la fórmula [20], y puede ponerse de la forma

$$\eta = c\left(\frac{pr^2}{Et}\right) = c\left(\frac{p'r'r}{Et}\right)$$

y el valor de c en función de $2\varphi_1$ y $\frac{t}{r}$ nos lo da la tabla 2.

La flexión radial en la clave por efecto de temperatura nos la da la fórmula [21].

Empleo de los ábacos.—En los *Transactions* de la Sociedad

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Americana de Ingenieros Civiles (1928, pág. 1513) ha aparecido una Memoria, debida a F. H. Fowler, titulada "A graphic method for determining the stresses in circular arches under normal loads by the Cain formulas", en la cual da la manera rápida de hallar, por medio de unos ábacos, las cargas en trasdós e intradós, en la clave y arranques, para un arco con 10 pies de carga de agua en función de $\frac{t}{r}$ y $2\varphi_1$.

Conocidos P y M, la carga se ha obtenido por la fórmula

$$\sigma = \frac{P}{t} \pm \frac{6M}{t^2}$$

Los ábacos figuras 879 *a*, 879 *b*, 879 *c* y 879 *d* son reproducción de los de Fowler, y dan las cargas en trasdós e intradós, en la clave y arranques en función de $\frac{t}{r}$ y $2\varphi_1$ para un arco de 1 m de ancho en vertical y 10 m de altura de agua como carga. Para un arco con 87 m de carga de agua, por ejemplo, habría que multiplicar por 8,7 las cargas obtenidas.

En los ábacos aparecen de puntos las curvas con relación $\frac{t}{r}$ de 0,1 a 0,3, para las cuales empieza a tener importancia la consideración del esfuerzo cortante y el referir los momentos a la fibra neutra.

Arcos rotulados.—Estudia Cain el caso del arco rotulado en arranques, hipótesis que cree posible en arcos de presas con la relación $\frac{t}{r}$ muy pequeña; es decir, en arcos delgados. Fowler desarrolla los ábacos correspondientes a este caso; mas Noetzli, en la discusión de la Memoria de Fowler, emplea los ábacos para calcular los esfuerzos en un arco de la presa de Stevenson Creek con relación $\frac{t}{r} = 0{,}0202$ y ángulo central $2\varphi_1 = 43^\circ\ 30'$, y encuentra que concuerdan mucho con los calculados y observados los obtenidos en el caso del arco empotrado, y están bastante en desacuerdo los obtenidos en el caso del arco rotulado. Como difícilmente se realizarán en la práctica arcos con relación $\frac{t}{r}$ más pequeña, pierden valor estos ábacos y verosimilitud la hipótesis del rotulado en arranques, razón por la cual no nos parece interesante incluir el estudio y los ábacos.

Arcos gruesos.

En el estudio anterior, de arcos delgados, no hemos tenido en cuenta la influencia del esfuerzo cortante; se han referido los mo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

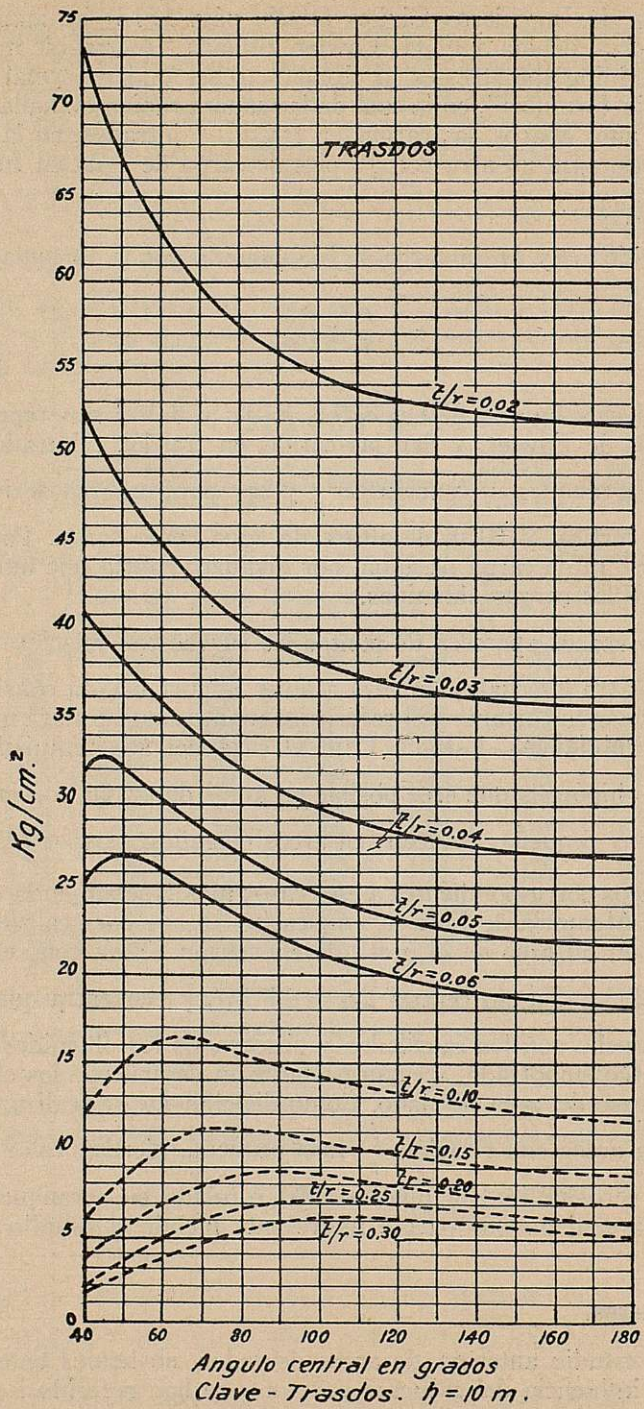


Fig. 879 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

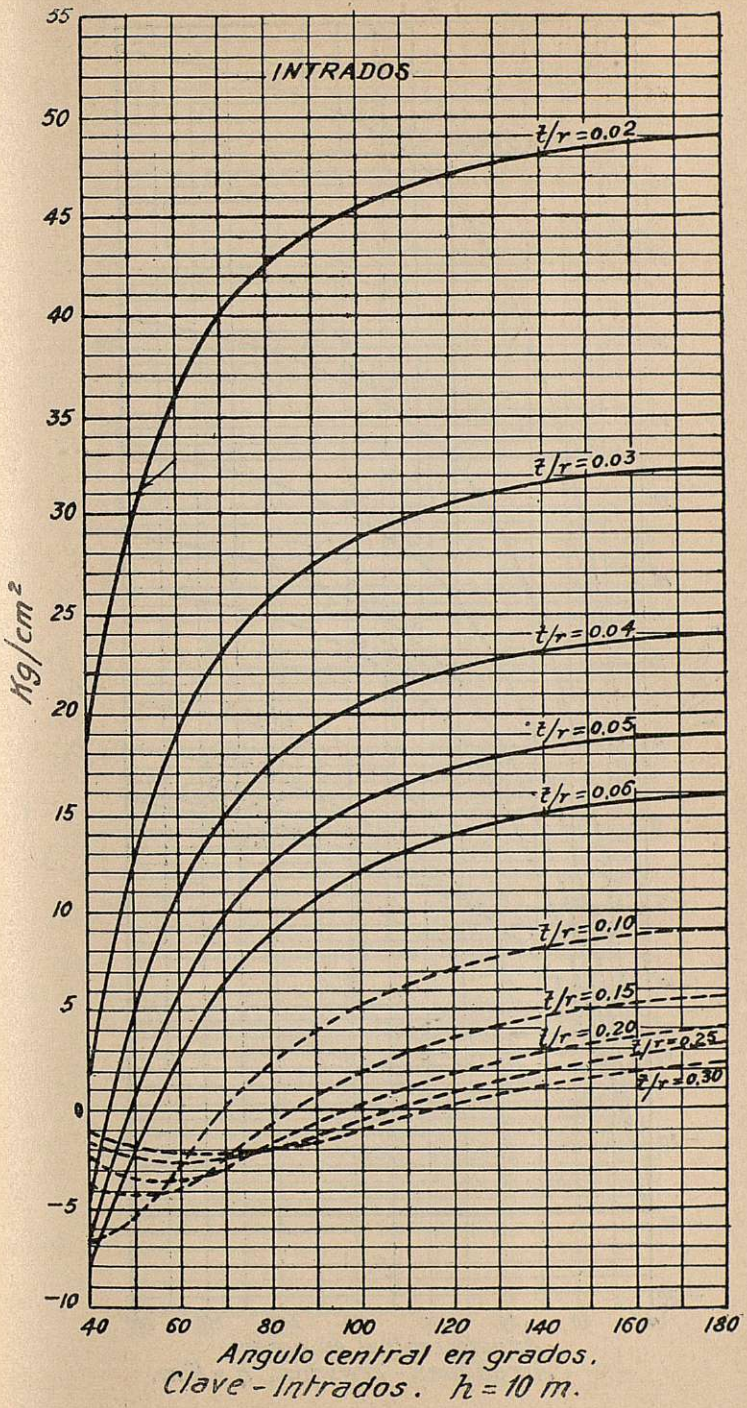


Fig. 879 *b*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

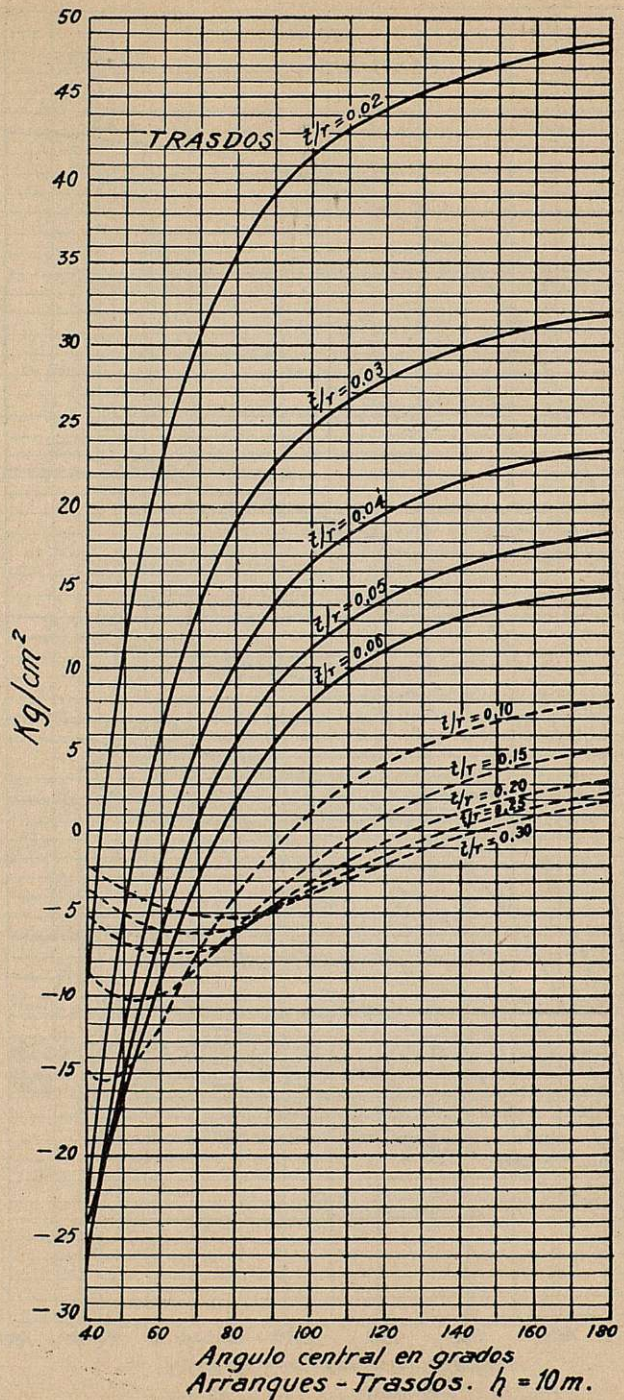


Fig. 879 c.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

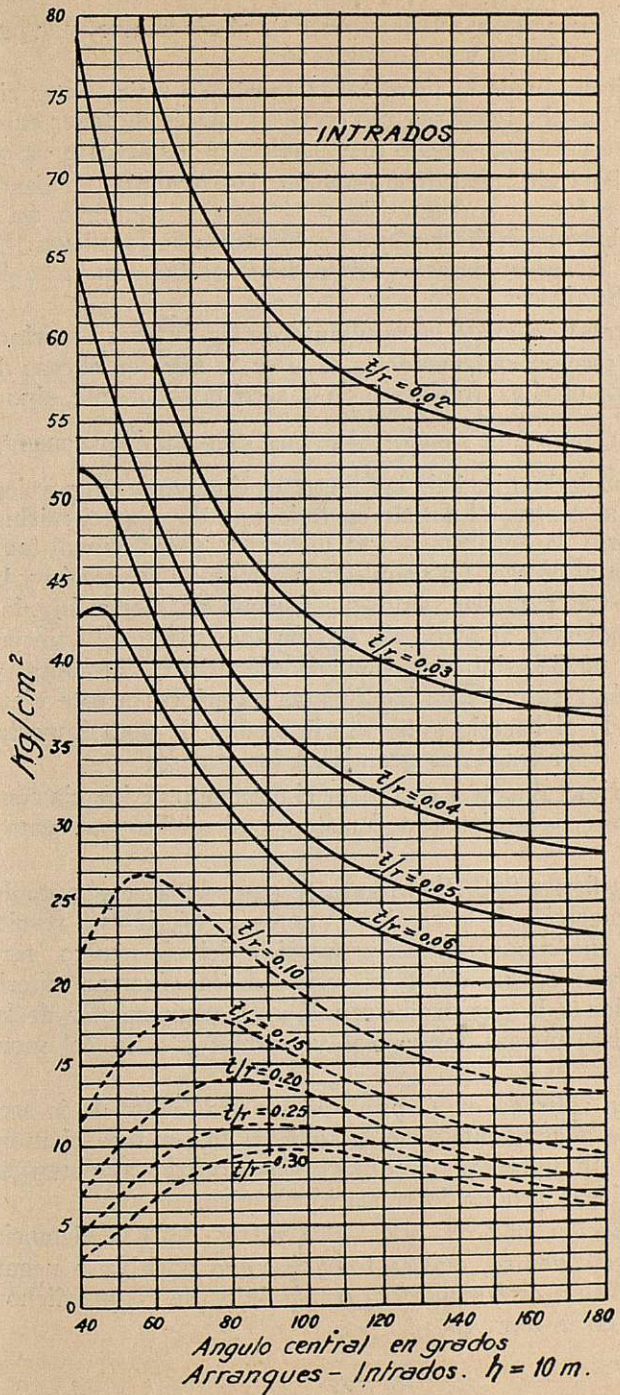


Fig. 879 *a*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mentos y empujes al eje medio, en vez de al eje neutro, y la presión del agua a este eje, en vez de al trasdós.

En la discusión de la primera Memoria de Cain, antes citada, apreciaron Mensch, Jakobsen y Noetzli el interés de tener en cuenta el esfuerzo cortante, mucho más patente en los arcos gruesos.

Desarrolló Cain, en la contestación, las fórmulas, teniendo en cuenta este esfuerzo cortante; pero el estudio completo del arco grueso lo publicó en la discusión de la Memoria de Jakobsen "Stresses in thick arches of dams" (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers,* 1926, pág. 252).

Hemos referido antes la resultante de las fuerzas exteriores al centro de la sección, obteniendo la M, P y S. Pero en el caso de los arcos, la P no produce traslación de la sección solamente, sino también un giro, pues aun siendo $\frac{P}{t \times 1}$ una carga uniformemente repartida, como la longitud de las fibras es distinta y proporcional a la distancia al centro, al actuar en cada una de ellas el mismo esfuerzo unitario, la deformación es distinta y proporcional también a la distancia al centro. La primitiva posición de la sección y la deformada no son paralelas, sino que forman un cierto ángulo. La línea, perpendicular al plano de flexión que sufre sólo traslación, no es el eje medio, sino otra llamada eje neutro. Tenemos, pues, que referir la resultante de las fuerzas exteriores a este eje, y el error cometido al hacerlo antes al eje medio, de poca importancia en los arcos delgados, lo es grande en los gruesos.

Vamos primeramente a encontrar el momento de inercia con respecto a este eje, y la distancia de este eje al medio y al centro del arco.

Sea, en la figura 880, E el punto de paso de la resultante de las fuerzas a la derecha de la sección. Vamos a referir esta resultante al punto D, que suponemos es proyección del eje neutro (perpendicular al plano del papel), y la acción de las fuerzas exteriores queda reducida a la que produzcan S y P, componentes de la resultante de las mismas tangencial y normal y a la del momento $P \times DE$.

La fuerza aplicada en D produce una traslación de la sección paralelamente a sí misma, y el giro total lo produce el momento $P \times DE$. Si hubiéramos referido las fuerzas al punto C, la fuerza P hubiera producido traslación y giro.

Determinación de r_n, I_n *y* c.—Sea y (fig. 880) la distancia de una fibra al eje neutro, que se tomará como positiva o negativa, según que la fibra esté más cerca o más lejos de O que dicho eje. La longitud de la fibra es

$$(r_n - y)\alpha$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El acortamiento por la rotación es $y\Delta\alpha$; la deformación unitaria será

$$\frac{y\Delta\alpha}{(r_n - y)\alpha}$$

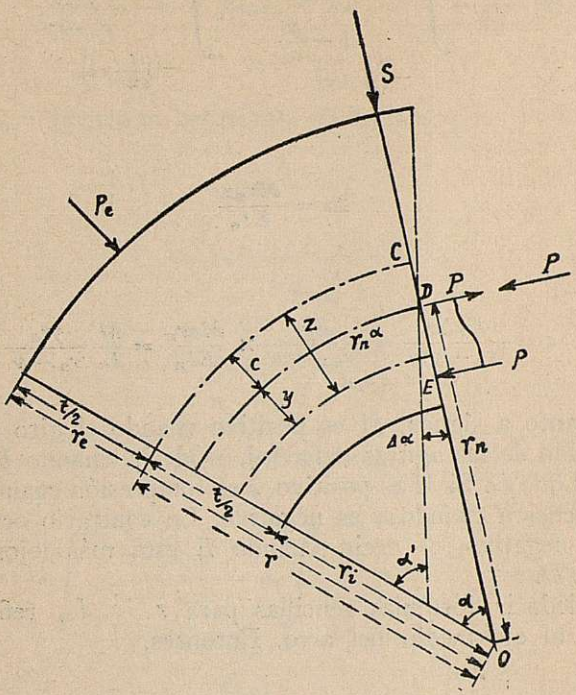


Fig. 880

Y el esfuerzo unitario en esta fibra

$$s = E\,\frac{y\Delta\alpha}{(r_n - y)\alpha}$$

Si la fibra tiene un área $dy \times 1$, el esfuerzo será

$$E\,\frac{y \cdot dy \cdot \Delta\alpha}{(r_n - y)\alpha}$$

Y la suma de los momentos de estos esfuerzos con respecto a D, para la sección entera, será

$$M = \frac{E\Delta\alpha}{r_n\alpha}\int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\left(\frac{t}{2}-c\right)} \frac{y^2 dy}{1 - \frac{y}{r_n}} = E\,\frac{\Delta\alpha}{r_n\alpha}\,I_n$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en la cual

$$I_n = \int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\frac{t}{2}-c} \frac{y^2 dy}{1-\frac{y}{r_n}} = r_n \int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\frac{t}{2}-c} \frac{y^2 dy}{r_n - y}$$

Como

$$\Delta\alpha = \frac{M r_n \alpha}{E I_n}$$

tendremos

$$s = \frac{Ey\Delta\alpha}{(r_n - y)\alpha} = \frac{Ey}{(r_n - y)\alpha} \times \frac{M\alpha r_n}{EI_n} = \frac{M}{I_n} \frac{y r_n}{r_n - y} \qquad [22]$$

En cuanto a signos, M es positivo cuando el giro se verifica en el sentido de las agujas del reloj, es decir, cuando E está más cerca de O que D. Si M es positivo, s es compresión cuando y es positivo, y tensión cuando y es negativo. Lo contrario ocurre cuando M es negativo, es decir, cuando E está más lejos del centro O que D.

Para deducir fórmulas sencillas para r_n, c, I_n, refiramos las ordenadas al eje medio del arco. Entonces,

$$y = z - c \qquad r_n = r - c \qquad r_n - y = r - z \qquad \text{y} \qquad dy = dz$$

Por ser la suma de los esfuerzos de flexión en la sección entera, cero

$$\int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\frac{t}{2}-c} \frac{y dy}{r_n - y} = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \frac{z-c}{r-z} dz = 0 \qquad \text{y} \qquad c = r - r_n$$

por lo que

$$\int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \frac{z - r - r_n}{r - z} dz = -\int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} dz + r_n \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \frac{dz}{r-z} = 0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y como

$$\int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \frac{dz}{r-z} = \left[-\log_e (r-z)\right]_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} = \log_e \frac{r+\frac{t}{2}}{r-\frac{t}{2}} = \log_e \frac{r_e}{r_i}$$

siendo $\log_e$ = logaritmo neperiano, tendremos que

$$r_n \log_e \frac{r_e}{r_i} = t$$

$$r_n = \frac{t}{\log_e \frac{r_e}{r_i}} \qquad [23]\ *$$

$$c = r - r_n = r - \frac{t}{\log_e \frac{r_e}{r_i}} \qquad [24]$$

Podemos hallar ahora el valor de I_n

$$I_n = r_n \int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\frac{t}{2}-c} \frac{y^2 dy}{r_n - y} = r_n \int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\frac{t}{2}-c} \left(r_n \frac{ydy}{r_n - y} - ydy\right) =$$

$$= 0 - r_n \int_{-\left(\frac{t}{2}+c\right)}^{\frac{t}{2}-c} ydy = -r_n \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} (z-c)dz$$

y como z se mide desde el centro de gravedad de la sección

$$\int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} zdz = 0$$

y

$$I_n = c \cdot r_n \cdot t \qquad [25]$$

---

* Como

$$\log_e \frac{r_e}{r_i} = \log_e \frac{r+\frac{t}{2}}{r-\frac{t}{2}} = \frac{t}{r}\left[1 + \frac{1}{12}\left(\frac{t}{r}\right)^2 + \frac{1}{80}\left(\frac{t}{r}\right)^4 + \cdots\right]$$

$r_n < r$; luego la línea neutra está más cerca de O que la media.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

para $\frac{t}{r} = 0{,}3$, $I_n = 0{,}99841 \cdot I$; para $\frac{t}{r} = 0{,}5$, $I_n = 0{,}99568 \cdot I$, y para $\frac{t}{r} = 0{,}7$, entonces $I_n = 0{,}99123 \cdot I$; luego I_n difiere de I, en los casos que pueden presentarse en la práctica, en menos de 1 por 100, y podrá ser sustituído por I normalmente.

Eje neutro.—Puede probarse que la resultante P de los esfuerzos normales a la sección, que la hace mover paralelamente a sí misma, o que causa sólo traslación, debe pasar por D.

Sea

σ = el esfuerzo unitario actuando a la distancia r' de O
α = el ángulo entre las dos secciones de la dovela (fig. 881).

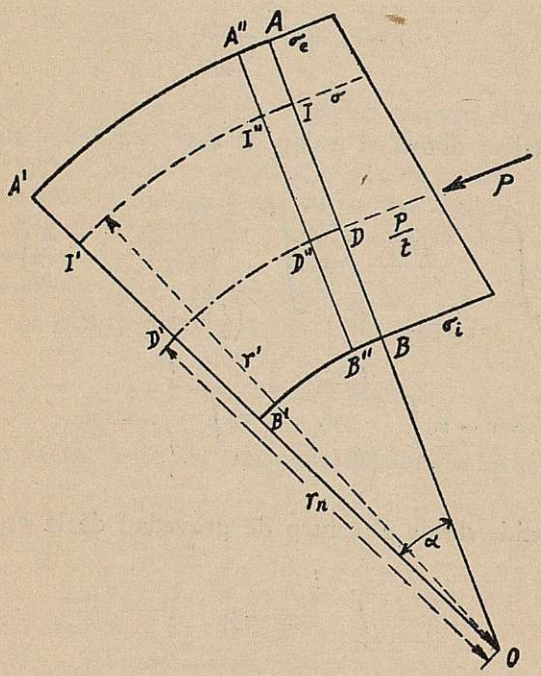


Fig. 881

La longitud de la fibra a la distancia r' es $II' = r'\alpha$; como el esfuerzo unitario que actúa en ella es σ, se acortará $II'' = \frac{\sigma}{E} r'\alpha$. Como el acortamiento ha de ser el mismo en todos los puntos de la sección; $II'' = AA'' = BB''$; por lo tanto,

$$\sigma r' = \text{constante} = K'$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luego

$$P = \int_{r_i}^{r_e} \sigma dr' = K' \int_{r_i}^{r_e} \frac{dr'}{r'} = K' \log_e \frac{r_e}{r_i}$$

de donde

$$K' = \frac{P}{\log_e \frac{r_e}{r_i}}$$

$$\sigma = \frac{K'}{r'} = \frac{P}{r' \log_e \frac{r_e}{r_i}} = \frac{P}{t} \frac{r_n}{r'} \qquad [26]$$

En D, $r' = r_n$, y tenemos que $\sigma = \frac{P}{t}$.

El esfuerzo unitario en trasdós e intradós será

$$\sigma_e = \frac{P}{r_e \log_e \left(\frac{r_e}{r_i}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P}{r_i \log_e \left(\frac{r_e}{r_i}\right)} \qquad [27]$$

La posición de P puede hallarse tomando momentos respecto a O:

$$\int_{r_i}^{r_e} \sigma r' dr' = \int_{r_i}^{r_e} K' dr' = K'(r_e - r_i) = K't = Pr_n$$

luego P pasa por D.

La fuerza P o las σ causan sólo traslación; la rotación la produce el par de momento $P \times DE$.

Expresión del trabajo elástico en el semiarco.—Refiriendo las fuerzas exteriores al eje neutro y siendo M el momento de ellas respecto a D, P y S las componentes de la resultante de las fuerzas exteriores normal a la sección y tangencial, puede encontrarse fácilmente que la expresión del trabajo elástico en el semiarco es

$$L = \frac{r_n}{2EI_n} \int_o^{\varphi_1} M^2 d\varphi + \frac{r_n}{2Et} \int_o^{\varphi_1} P^2 d\varphi + \frac{2,88r}{2Et} \int_o^{\varphi_1} S^2 d\varphi \qquad [28]$$

El coeficiente $2,88 = 2,4 \times 1,2$, es resultado de suponer $m = 5$ en la expresión que liga los coeficientes de elasticidad

$$\frac{E}{G} = \frac{(2m+1)}{m} = 2,4$$

y distribución parabólica del esfuerzo tangencial, en cuyo caso, en

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

la sección rectangular, el valor de $\varkappa$ es $\frac{6}{5} = 1{,}2$. (Ver Peña, *Mecánica Elástica*, pág. 42.)

Cálculo del arco.—Sea un arco horizontal de espesor constante y de ancho en el sentido vertical de 1 m, empotrado en los extremos y sujeto en el trasdós a una presión de agua p_e.

Sea el semiarco el representado por la figura 882.

El arco ADC es la línea neutra; así que

$$s = CD = r_n\varphi \qquad ds = r_n d\varphi$$

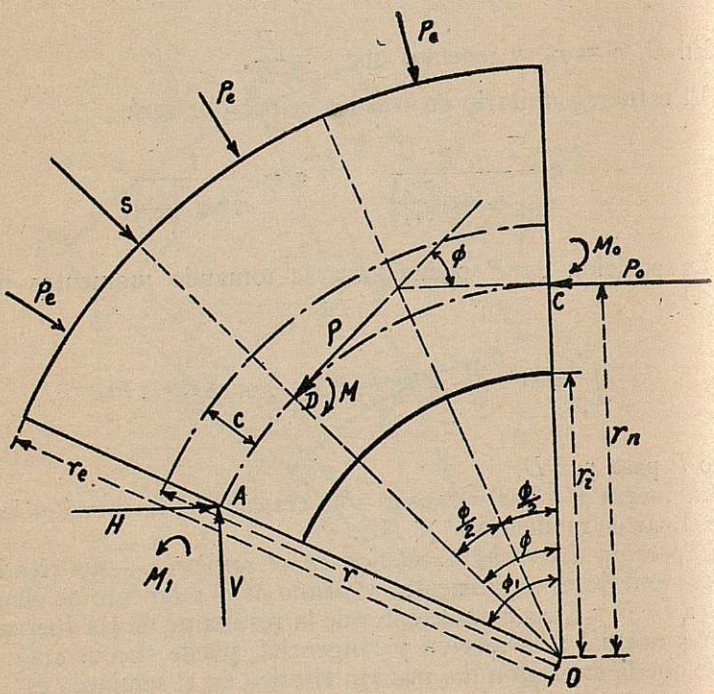


Fig. 882

Las reacciones V, H, M_1, en el arranque; las M_0 y P_0, en la clave, y la carga de agua en el trasdós, hacen que el semiarco esté en equilibrio.

El procedimiento seguido para hallar P_0 y M_0 es, en todo, idéntico al empleado para el arco delgado. Si llamamos

$$X = p_e r_e - P_0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tendremos, análogamente a las fórmulas [3], [4] y [14],

$$M = M_o + Xr_n(1 - \cos\varphi) \qquad [29]$$

$$P = p_e r_e - X\cos\varphi \qquad [30]$$

$$S = X \operatorname{sen}\varphi \qquad [31]$$

Por la simetría de las cargas, el esfuerzo cortante en la sección de la clave es cero, como también el desplazamiento en la dirección de P_0 y el giro de la sección; luego, por el teorema de Castigliano,

$$\frac{dL}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dL}{dP_o} = 0$$

y tenemos un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas para hallar M_0 y P_0. Obteniendo las derivadas parciales de [29], [30] y [31] con respecto a M_0 y P_0,

$$\frac{dM}{dM_o} = 1 \qquad \frac{dM}{dP_o} = -r_n(1 - \cos\varphi)$$

$$\frac{dP}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dP}{dP_o} = \cos\varphi$$

$$\frac{dS}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dS}{dP_o} = -\operatorname{sen}\varphi$$

La ecuación $\dfrac{dL}{dM_o} = 0$ será

$$\int_o^{\varphi_1} M \frac{dM}{dM_o} d\varphi = \int_o^{\varphi_1} M d\varphi = 0 \qquad [32]$$

en la que poniendo, en lugar de M, su valor [29],

$$\int_o^{\varphi_1} \big(M_o + Xr_n(1 - \cos\varphi)\big) d\varphi = M_o\varphi_1 + Xr_n(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1) = 0 \qquad [33]$$

La ecuación $\dfrac{dL}{dP_o} = 0$, siendo el valor de L el dado por [28], será

$$\frac{r_n}{I_n}\int_o^{\varphi_1} M \frac{dM}{dP_o} d\varphi + \frac{r_n}{t}\int_o^{\varphi_1} P \frac{dP}{dP_o} d\varphi + \frac{2{,}88r}{t}\int_o^{\varphi_1} S \frac{dS}{dP_o} d\varphi = 0$$

multiplicando por $\dfrac{I_n}{r_n}$ y poniendo $\dfrac{I_n}{t} = K^2$,

$$-r_n\int_o^{\varphi_1} M(1 - \cos\varphi)d\varphi + K^2\int_o^{\varphi_1} P\cos\varphi d\varphi + \frac{2{,}88r}{r_n}K^2\int_o^{\varphi_1} S(-\operatorname{sen}\varphi)d\varphi = 0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y como por la ecuación [32],

$$\int_o^{\varphi_1} M d\varphi = 0$$

el primer término se reduce a

$$r_n \int_o^{\varphi_1} M \cos\varphi d\varphi = r_n \int_o^{\varphi_1} \left[M_o + X r_n (1 - \cos\varphi)\right] \cos\varphi d\varphi =$$

$$= r_n \left[M_o \operatorname{sen}\varphi_1 + X r_n \left(\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{2} - \frac{1}{4} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) \right]$$

el segundo a

$$K^2 \int_o^{\varphi_1} P \cos\varphi d\varphi = K^2 \int_o^{\varphi_1} (p_e r_e - X \cos\varphi) \cos\varphi d\varphi =$$

$$= K^2 \left[p_e r_e \operatorname{sen}\varphi_1 - X \left(\frac{\varphi_1}{2} + \frac{1}{4} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) \right]$$

y el tercero a

$$- 2{,}88 \frac{r K^2}{r_n} \int_o^{\varphi_1} S \operatorname{sen}\varphi d\varphi = - \frac{2{,}88}{2} \frac{K^2 r}{r_n} X \left(\varphi_1 - \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right)$$

Luego la ecuación $\dfrac{dL}{dP_o} = 0$ quedará de la forma

$$r_n \left[M_o \operatorname{sen}\varphi_1 + X r \left(\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{2} - \frac{1}{4} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) \right] +$$

$$+ K^2 \left[p_e r_e \operatorname{sen}\varphi_1 - X \left(\frac{\varphi_1}{2} + \frac{1}{4} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) \right] - \frac{2{,}88}{2} \frac{r}{r_n} K^2 X \left(\varphi_1 - \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) = 0$$

Para eliminar M_0 multiplicaremos la ecuación anterior por φ_1 y la restaremos de la [33], después de multiplicarla por $r_n \operatorname{sen}\varphi_1$ y eliminaremos X. Tendremos

$$X = p_e r_e - P_o = \frac{p_e r_e}{D_n} 2 \operatorname{sen}\varphi_1 \frac{K^2}{r_n^2} \qquad [34]$$

en la cual,

$$D_n = \left(\varphi_1 + \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) \left(1 + \frac{K^2}{r_n^2} \right) - \qquad [35]$$

$$- \frac{1 - \cos 2\varphi_1}{\varphi_1} + 2{,}88 \frac{r}{r_n} \frac{K^2}{r_n^2} \left(\varphi_1 - \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

De la ecuación [33] se obtiene

$$M_o = -Xr_n\left(1 - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}\right) \qquad [36]$$

Este momento en la clave es siempre negativo o contrario al giro en el sentido de las agujas del reloj, dando tensión en el intradós y compresión en el trasdós.

Si este valor de M_0 se sustituye en la ecuación [29], se encuentra el valor de M en un punto cualquiera $(r_n\varphi)$,

$$M = Xr_n\left(\frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1} - \cos\varphi\right) \qquad [37]$$

Podíamos ver, lo mismo que en el caso del arco delgado, que si suponemos actuar una fuerza X perpendicular a la sección de la clave y a la distancia de 0, $\frac{r_n \operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}$, como indica la fórmula [37]; el momento en un punto cualquiera del eje neutro, es la distancia desde dicho punto a la línea de acción de la fuerza, por dicha fuerza.

En los cálculos numéricos hay que usar tabla de logaritmos de siete cifras para hallar los dos primeros términos de D_n, pues su diferencia para ángulos pequeños es pequeña.

Los esfuerzos s_e y s_i en trasdós e intradós los obtendremos:

Los de flexión debidos a M de poner en la ecuación [22]

$$I_n = I \qquad y = -\left(\frac{t}{2} + c\right) \qquad \text{e} \qquad y = \frac{t}{2} - c$$

para el trasdós e intradós, respectivamente; luego

$$s_{eM} = \frac{M}{I}\,\frac{-\left(\frac{t}{2} + c\right)}{r_n + \frac{t}{2} + c}\,r_n = -\frac{M}{I}\,\frac{\frac{t}{2} + c}{r_e}\,r_n$$

$$s_{iM} = \frac{M}{I}\,\frac{\frac{t}{2} - c}{r_n - \frac{t}{2} + c}\,r_n = \frac{M}{I}\,\frac{\frac{t}{2} - c}{r_i}\,r_n$$

Los debidos a P son [27]:

$$s_{ep} = \frac{P}{r_e \log_e \frac{r_e}{r_i}} \qquad s_{ip} = \frac{P}{r_i \log_e \frac{r_e}{r_i}}$$

Luego tendremos:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esfuerzos en la clave:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{trasdós} & s_e = -\dfrac{M_o}{I}\dfrac{\dfrac{t}{2}+c}{r_e}r_n + \dfrac{P_o}{r_e \log_e \dfrac{r_e}{r_i}} \\ \text{intradós} & s_i = \dfrac{M_o}{I}\dfrac{\dfrac{t}{2}-c}{r_i}r_n + \dfrac{P_o}{r_i \log_e \dfrac{r_e}{r_i}} \end{array}\right\} \quad [38]$$

Esfuerzos en arranques:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{trasdós} & s_e = -\dfrac{M_1}{I}\dfrac{\dfrac{t}{2}+c}{r_e}r_n + \dfrac{P_1}{r_e \log_e \dfrac{r_e}{r_i}} \\ \text{intradós} & s_i = \dfrac{M_1}{I}\dfrac{\dfrac{t}{2}-c}{r_i}r_n + \dfrac{P_1}{r_i \log_e \dfrac{r_e}{r_i}} \end{array}\right\} \quad [39]$$

Como M_0 es negativo, s_e, en la clave, es positivo siempre, y es una compresión; s_i será positivo o negativo. Como M_1 es positivo siempre, s_i es positivo, compresión, y s_e, en arranques, será positivo o negativo.

Efecto de temperatura.—Sea ε el coeficiente de dilatación para un grado centígrado, y t_0 la variación de temperatura, $\lambda = \varepsilon t_0$.

Para un cilindro libre, la luz de la línea neutra crecería $\varepsilon t_0 2r \operatorname{sen} \varphi_1$. Supongamos el arco fijo en su arranque derecho, y con libertad de movimiento en el izquierdo, y sea H la fuerza horizontal necesaria para llevar este arranque a su posición primitiva.

En la figura 882, $p_e = 0$, $V = 0$ y $P_0 = H$, el semiarco está en equilibrio, bajo las fuerzas H en A y en C, y los momentos M_0 y M_1 en C y A. Si L es el trabajo elástico para el arco entero (doble del valor dado en la ecuación [28]), el desplazamiento del arranque izquierdo respecto del derecho será

$$\frac{dL}{dH} = \varepsilon t_0 2r_n \operatorname{sen} \varphi_1 \quad [40]$$

Como la rotación de la clave es nula, $\dfrac{dL}{dM_o} = 0$, y tenemos dos ecuaciones para deducir M_0 y H; como

$$M = M_o - Hr_n(1 - \cos\varphi) \qquad P = H\cos\varphi \qquad S = -H\operatorname{sen}\varphi \quad [41]$$

$$\frac{dM}{dM_o} = 1 \qquad \frac{dM}{dH} = r_n(\cos\varphi - 1) \qquad \frac{dP}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dP}{dH} = \cos\varphi$$

$$\frac{dS}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dS}{dH} = -\operatorname{sen}\varphi$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

De la ecuación $\frac{dL}{dM_o} = 0$, se saca

$$M_o = Hr_n\left(1 - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}\right) \qquad [42]$$

y de la [40],

$$H = \frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n}\left(E\varepsilon t\frac{K^2}{r_n^2}\,t\right) \qquad [43]$$

siendo

$$D_n = \left(\varphi_1 + \frac{1}{2}\operatorname{sen}2\varphi_1\right)\left(1 + \frac{K^2}{r_n^2}\right) - \frac{1-\cos 2\varphi_1}{\varphi_1} + 2{,}88\,\frac{r}{r_n}\,\frac{K^2}{r_n^2}\left(\varphi_1 - \frac{1}{2}\operatorname{sen}2\varphi_1\right)$$

Flexión radial en el eje neutro de la clave.—Se encuentra de la misma forma como se encontró para el arco delgado: usando la fórmula [28] para la expresión del trabajo elástico L y las ecuaciones [29], [30] y [31] para los valores de M, P y S. El valor $\frac{EI_n}{r_n}\eta$ se halla en función de X, y entonces se sustituye el valor de X por el dado en la fórmula [34]. Se puede sacar factor común $(1 - \cos\varphi_1)$, introducir en los corchetes $\frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{r_n^2}$ y empleando $\operatorname{sen}2\varphi_1 = 2\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1$ y $2\operatorname{sen}^2\varphi_1 = 1 - \cos 2\varphi_1$, y reduciendo términos se llega a la expresión

$$\frac{EI_n}{r_n}\eta = \frac{p_e r_e K^2(1-\cos\varphi_1)}{D_n}\left[(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1)\left(1 + \frac{K^2}{r_n^2}\right) + 2{,}88\,\frac{r}{r_n}\,\frac{K^2}{r_n^2}\,(\varphi_1 + \operatorname{sen}2\varphi_1)\right] \qquad [44]$$

siendo D_n el valor antes indicado.

Multiplicando por

$$\frac{r_n}{EI_n} = \frac{r_n}{EtK^2}$$

se obtiene

$$\eta = \frac{p_e r_e r_n}{Et}\,\frac{(1-\cos\varphi_1)\left[(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1)\left(1 + \frac{K^2}{r_n^2}\right) + 2{,}88\,\frac{r}{r_n}\,\frac{K^2}{r_n^2}\,(\varphi_1 + \operatorname{sen}2\varphi_1)\right]}{D_n} \qquad [45]$$

0

$$\eta = \frac{p_e r_e r_n}{Et}\,c_n \qquad [46]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Flexión radial de la clave por efecto de temperatura.—Si el arco está sujeto a una elevación de temperatura t_0, la deformación unitaria a lo largo de la línea media es εt_0. Supongamos que esta deformación es debida a un esfuerzo tangencial $tE\varepsilon t_0$, y que el arco se mueve (uno de cuyos arranques se supone fijo y el otro con libertad de movimiento), y sean H y M actuando en el arranque libre los que le lleven a su primitiva posición. En un punto $(r_n\varphi)$ el esfuerzo tangencial, el momento y el esfuerzo cortante serán

$$P_t = H\cos\varphi - t\cdot E\varepsilon t_o = \frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n} E\varepsilon t_o \frac{K^2 t}{r_n^2}\cos\varphi - tE\varepsilon t_o$$

$$M_t = \frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n} E\varepsilon t_o \frac{K^2 t}{r_n}\left(\cos\varphi - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}\right)$$

$$S_t = -\frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n} E\varepsilon t_o \frac{K^2 t}{r_n^2}\operatorname{sen}\varphi$$

Para un arco sujeto a cargas normales p_e, se ha encontrado que

$$P = -\left(\frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n} p_e r_e \frac{K^2}{r_n^2}\cos\varphi - p_e r_e\right)$$

$$M = -\frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n} p_e r_e \frac{K^2}{r_n}\left(\cos\varphi - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}\right)$$

$$S = \frac{2\operatorname{sen}\varphi_1}{D_n} p_e r_e \frac{K^2}{r_n^2}\operatorname{sen}\varphi$$

y se puede observar que

$$\frac{P_t}{P} = \frac{M_t}{M} = \frac{S_t}{S} = -\frac{tE\varepsilon t_o}{p_e r_e}$$

Luego las flexiones de la clave estarán en la misma relación

$$\frac{\eta_t}{\eta} = -\frac{Et\varepsilon t_o}{p_e r_e}$$

por lo que

$$\eta_t = -c_n \frac{p_e r_e r_n}{Et}\frac{Et\varepsilon t_o}{p_e r_e} = -c_n(r_n\varepsilon t_o) \qquad [47]$$

Síntesis del cálculo.— Si tenemos un arco de 1 m de ancho en el sentido vertical, un espesor constante t, un radio medio r, un radio de trasdós e intradós r_e y r_i, un ángulo central $2\varphi_1$ y una presión normal exterior p_e; para comprobarlo hallaremos primero r_n por la fórmula [23], y después X por la [34]; conociendo X conocemos P_0, y el valor de M_0 se deduce de la [36]. Los valores de M, P y S en una sección cualquiera se deducen de las [37], [30] y [31]. El

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

valor de M_1 en arranques de la [37] haciendo $\varphi = \varphi_1$, y la V y H proyectando los valores de P y S de las fórmulas [30] y [31], en los que hemos hecho $\varphi = \varphi_1$ sobre los ejes vertical y horizontal.

Conocidos estos valores, podemos hallar las cargas en trasdós e intradós en la clave o arranques por las fórmulas [38] y [39], o en otro cualquier punto, poniendo M y P, en vez de M_0, y P_0.

Efecto de temperatura.—Para hallar las cargas del arco debido al aumento o disminución de la temperatura sobre la del medio ambiente t_0 grados centígrados, encontraremos primero H por la fórmula [43], y M_0 por la [42]. La M, P y S en un punto cualquiera nos las dan las fórmulas [41], y en arranques, la M_1, P_1, S_1, de hacer en ellas $\varphi = \varphi_1$, y las H y V, de proyectar P_1 y S_1 sobre la horizontal y vertical. Por las fórmulas [38] y [39] hallaremos las cargas.

La flexión radial en la clave por la carga de agua la tenemos por la fórmula [45], y por el efecto de temperatura por la [47].

Empleo de los ábacos.—Debidos también a Fowler, permiten encontrar las cargas en trasdós e intradós, en arranques y clave para un arco de 1 m de ancho, espesor constante t y radio medio r, en función de $\frac{t}{r}$ y del ángulo central $2\varphi_1$ para una carga de agua de 10 metros.

Las cargas están deducidas empleando las fórmulas [38] y [39], y son las positivas de compresión y las negativas de tracción.

Las figuras 883 *a*, 883 *b*, 883 *c* y 883 *d* dan la carga en el trasdós en la clave para carga de agua de 10 m.

Las figuras 884 *a*, 884 *b*, 884 *c* y 884 *d* dan la carga en el intradós en la clave para $h = 10$ m.

Las figuras 885 *a*, 885 *b*, 885 *c* y 885 *d* dan la carga en el trasdós en arranques para $h = 10$ m.

Las figuras 886 *a*, 886 *b*, 886 *c* y 886 *d* dan la carga en intradós en arranques para $h = 10$ m.

Acción del peso que insiste sobre el arco.

Seguimos en el desarrollo del cálculo de esta acción el método empleado en el cálculo de la presa de Gideabacka (Suecia) (*Génie Civil*, 1919, pág. 249).

Sea D_1, D_2, D_3 (fig. 887) la posición del eje neutro del arco no cargado.

Si suponemos que el arco tiene un arranque D_1 fijo y que el otro D_3 se puede mover libremente, la posición que tomará el arco una vez cargado será la D_1, K_2, K_3.

Para hacer llevar K_3 a D_3 hay que aplicar en K_3 una fuerza H, cuyo valor vamos a determinar.

Sea σ la presión unitaria vertical debida al peso que insiste sobre el arco (dados los taludes agua abajo y agua arriba de los paramen-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

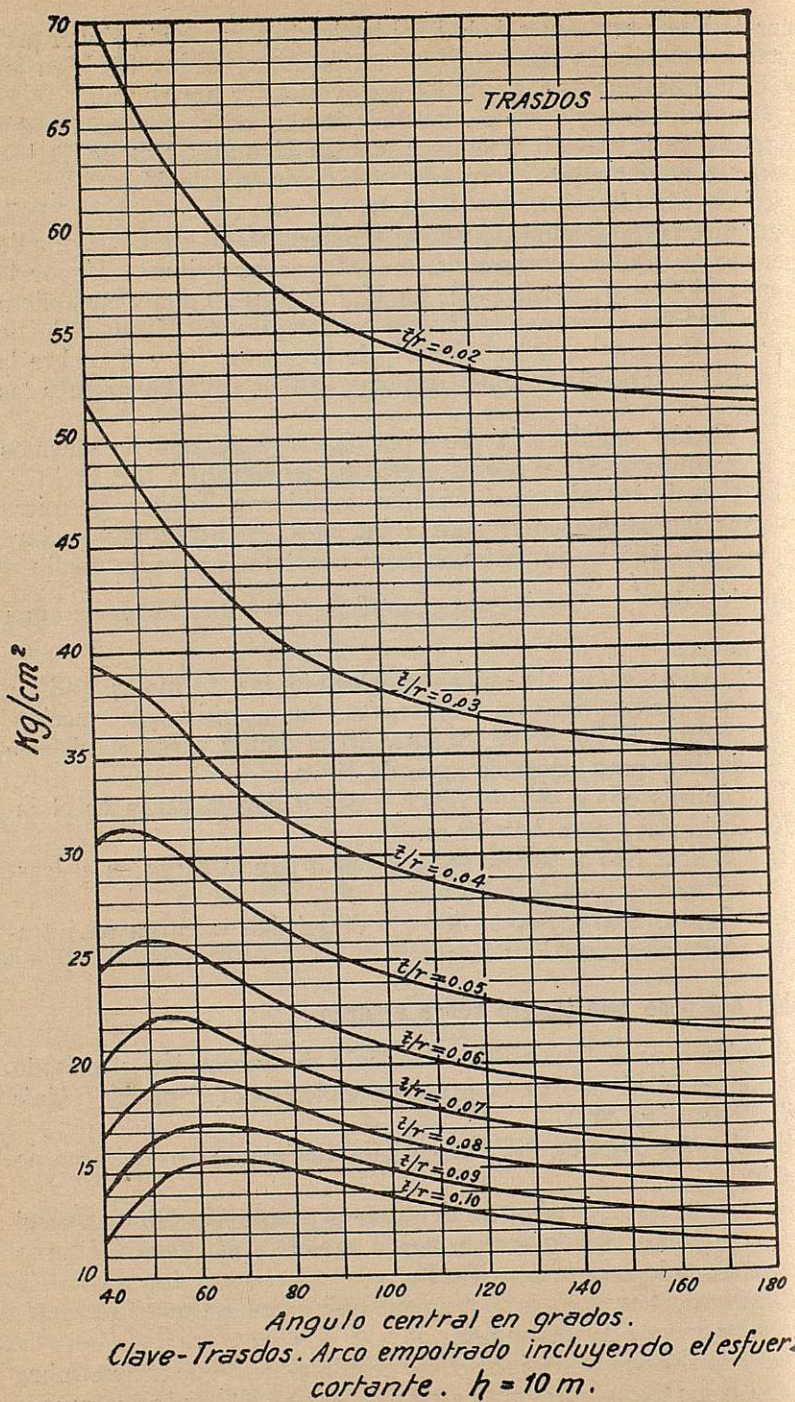


Fig. 883 *a*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

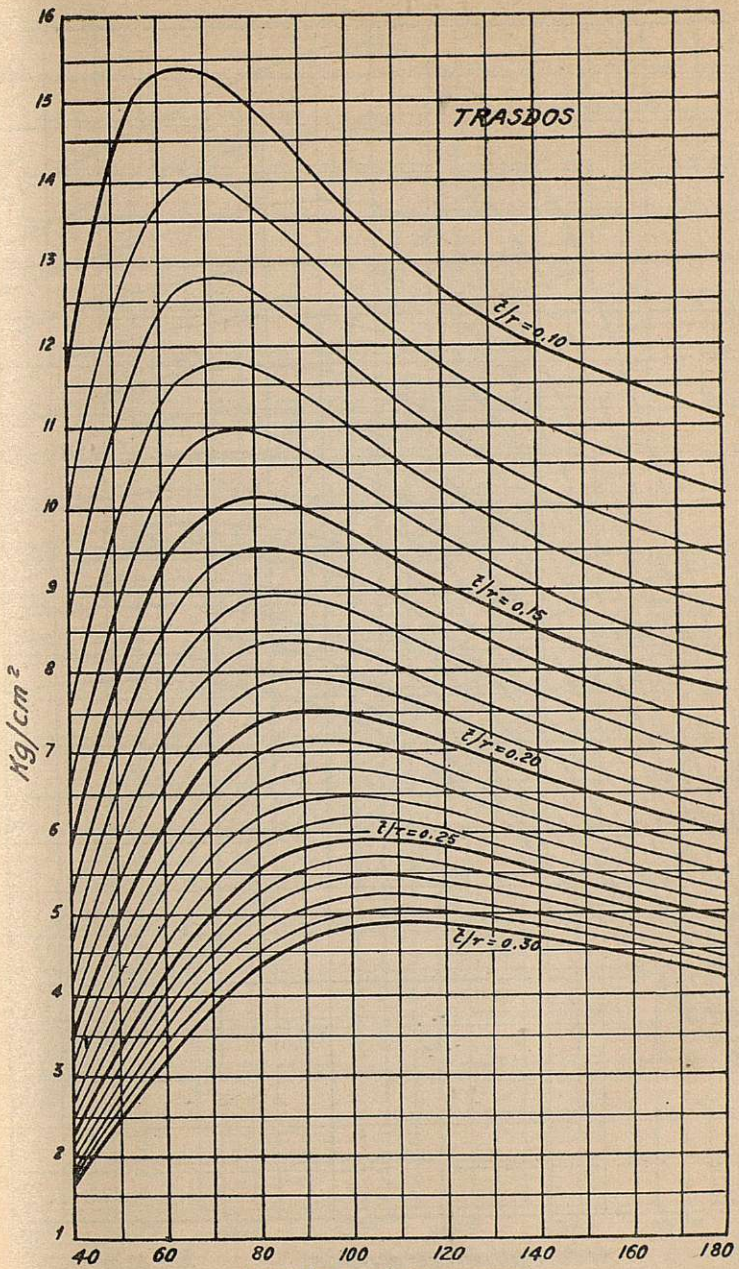
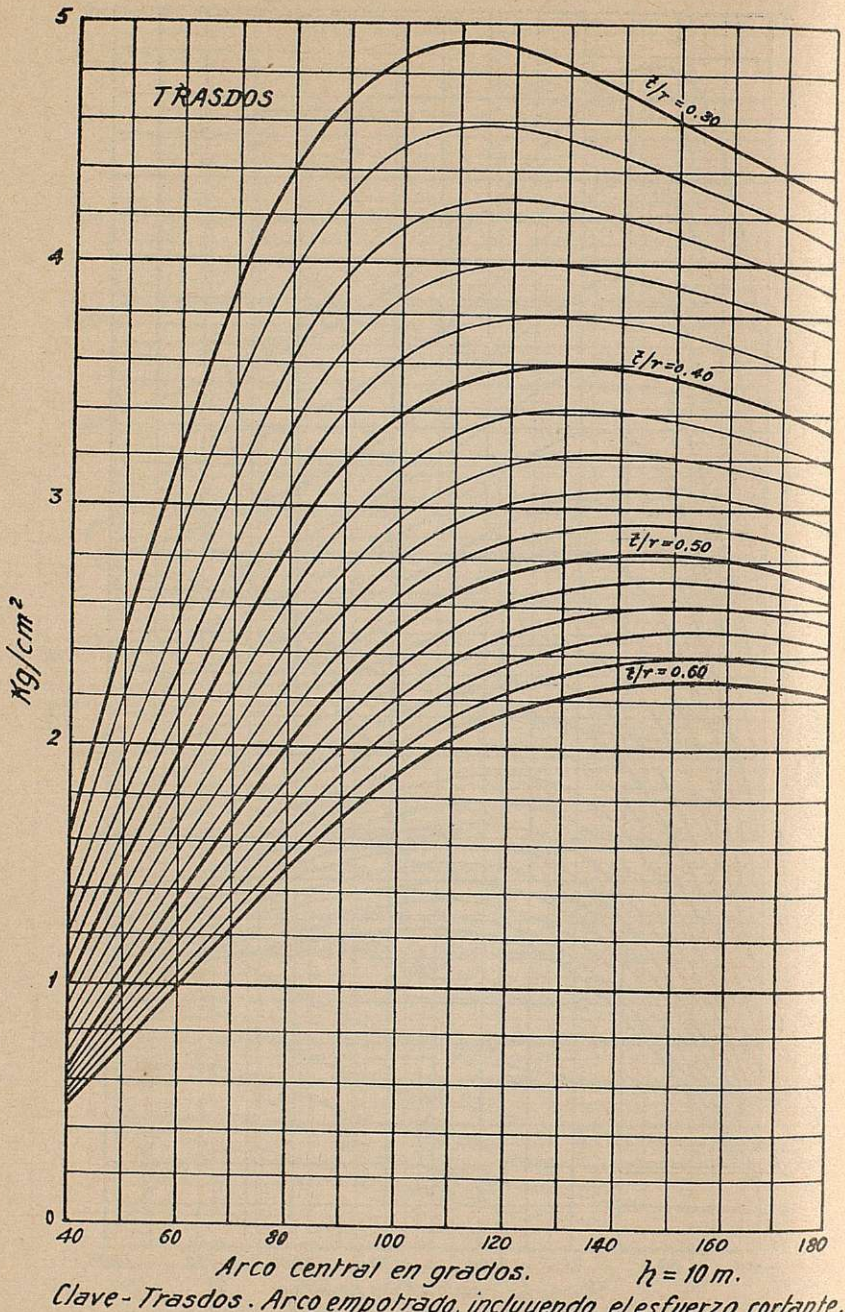


Fig. 883 *b*.

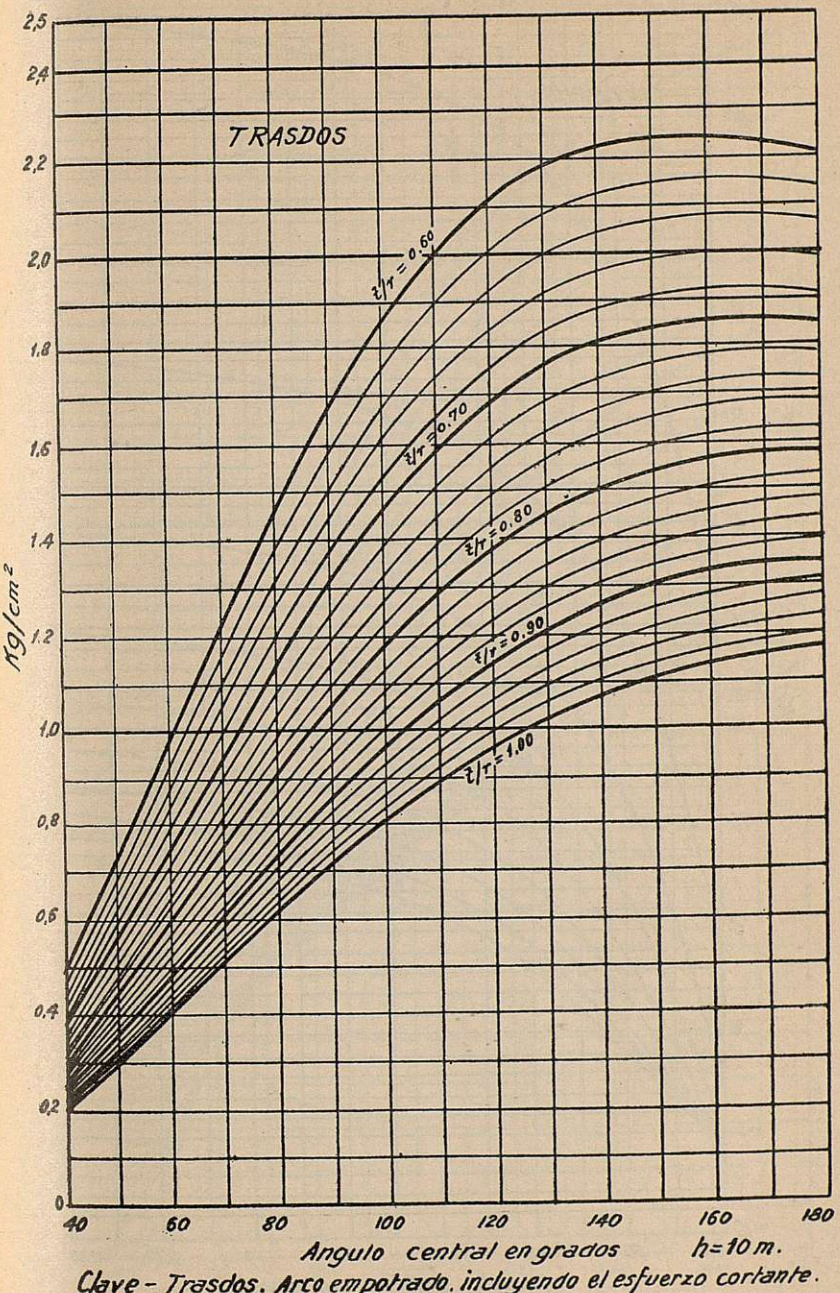
FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Clave - Trasdos. Arco empotrado, incluyendo el esfuerzo cortante.

Fig. 883 c.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Clave - Trasdos. Arco empotrado, incluyendo el esfuerzo cortante.

Fig. 883 *d*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

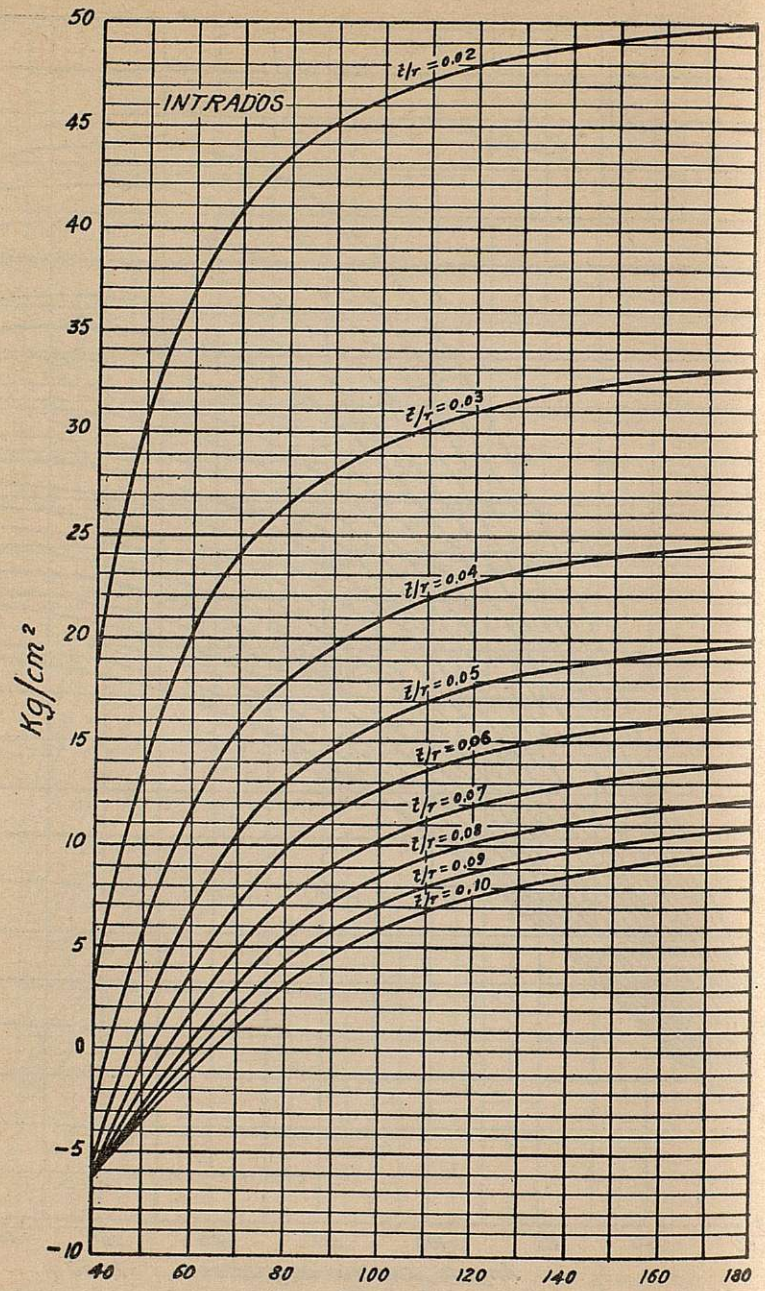
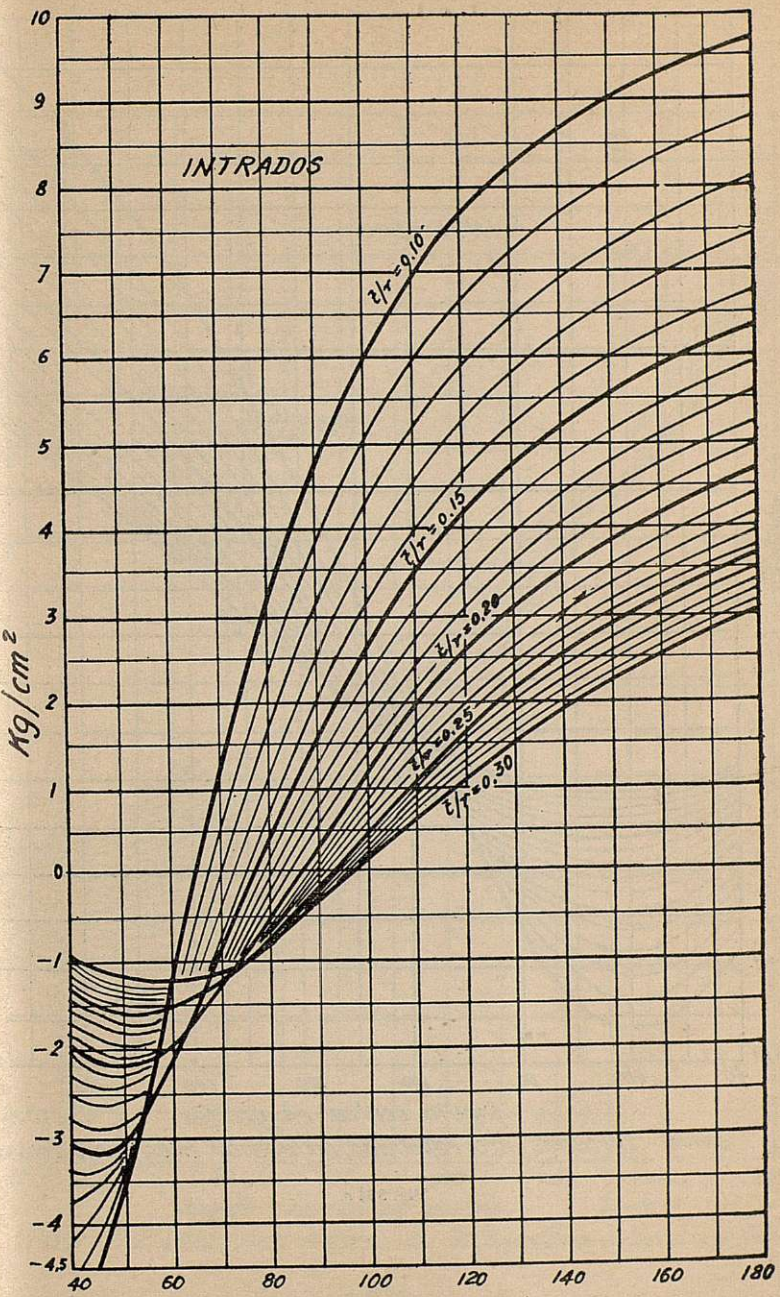


Fig. 884 *a*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Clave - Intrados. Arco empotrado incluyendo el esfuerzo cortante. $h = 10$ m.

Fig. 884 *b*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

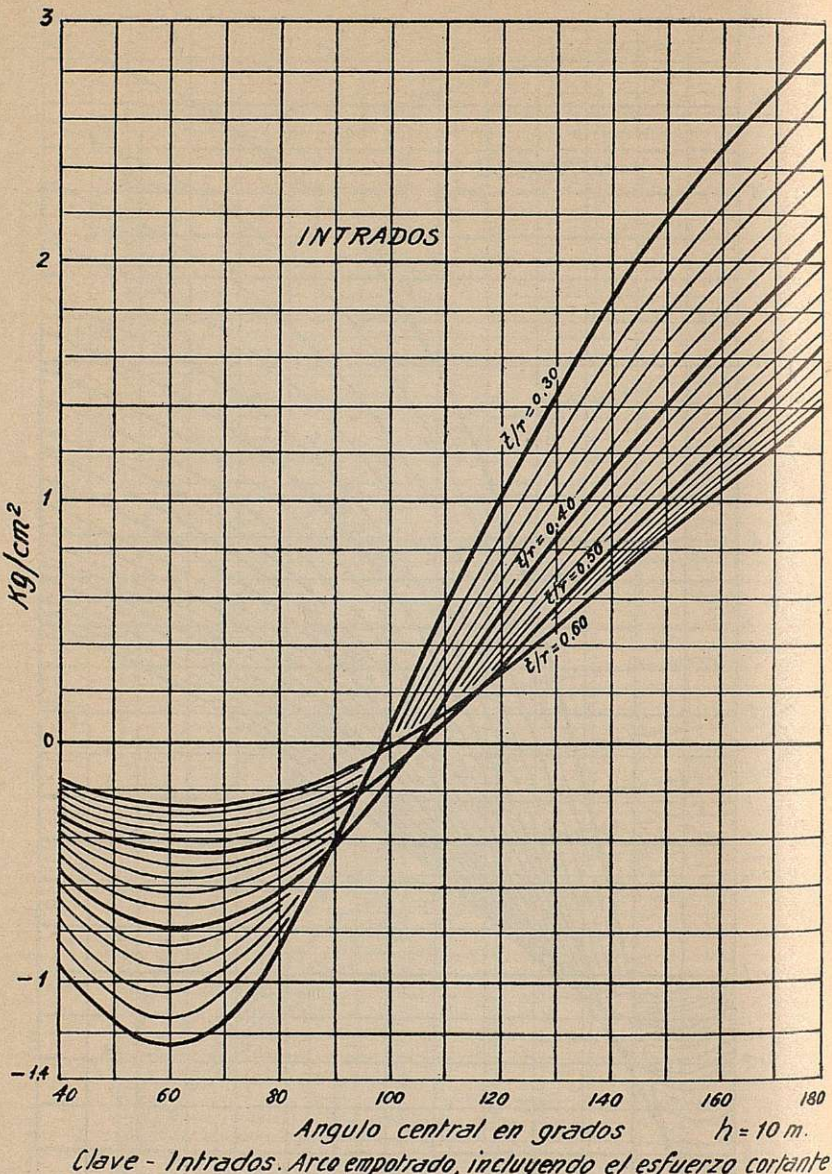
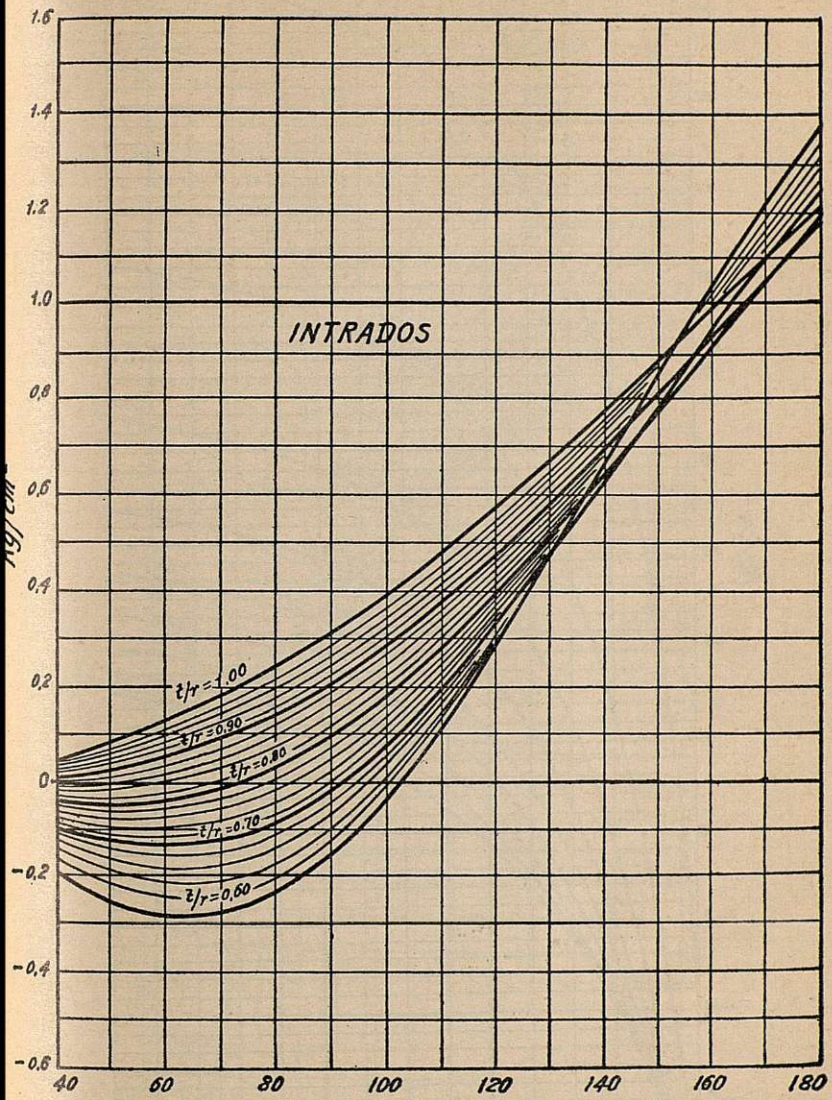


Fig. 884 c.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Clave - Intrados. Arco empotrado incluyendo el esfuerzo cortante.

Fig. 884 *d*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

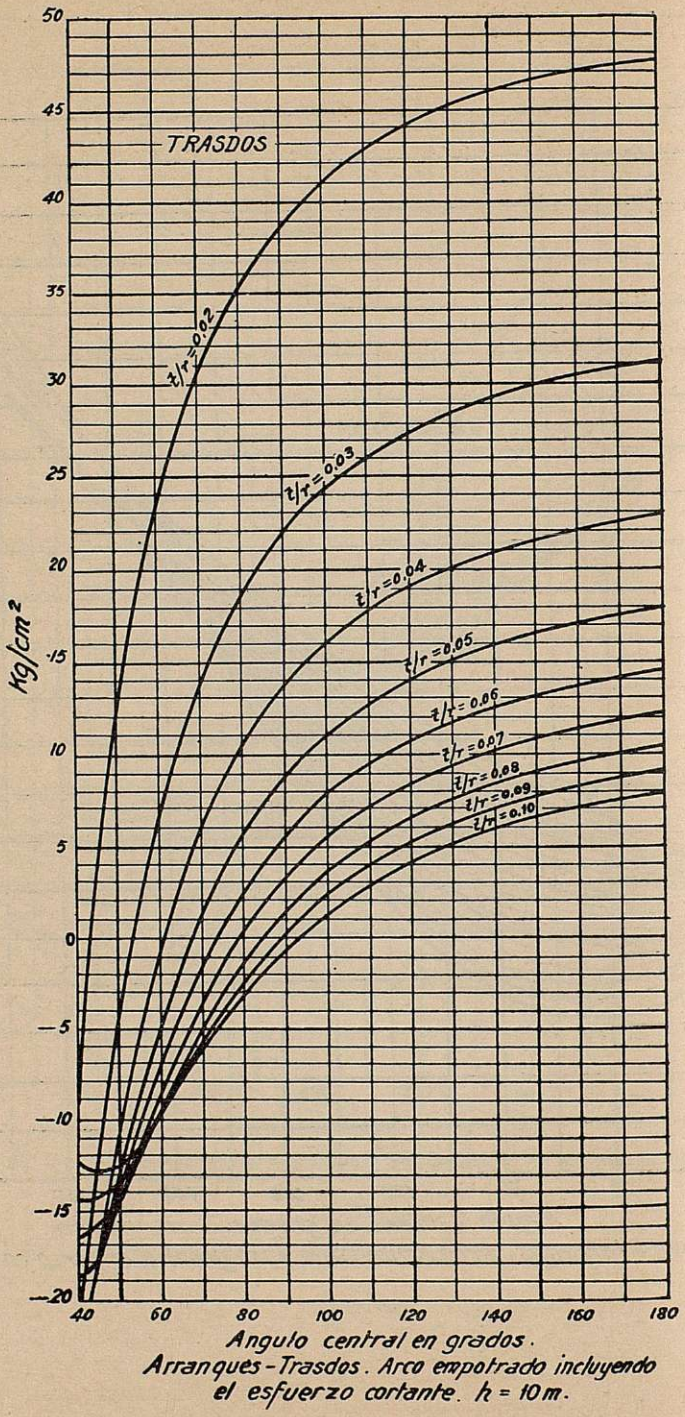


Fig. 885 *a*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

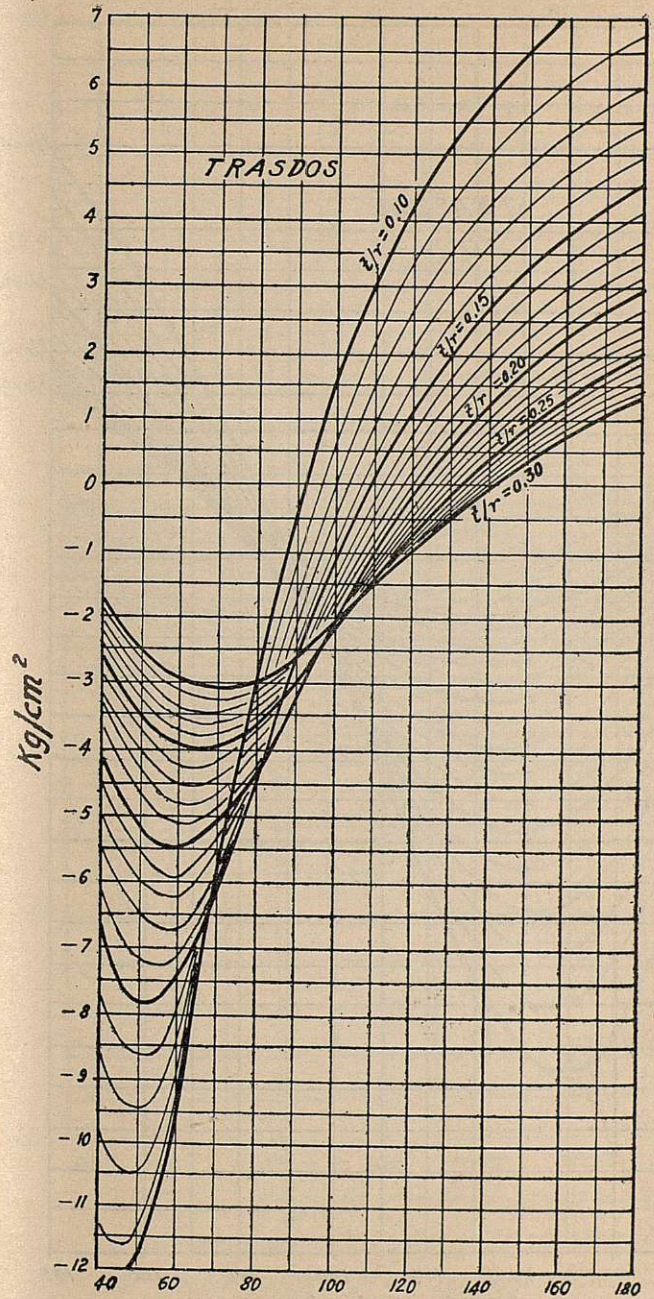


Fig. 885 *b*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

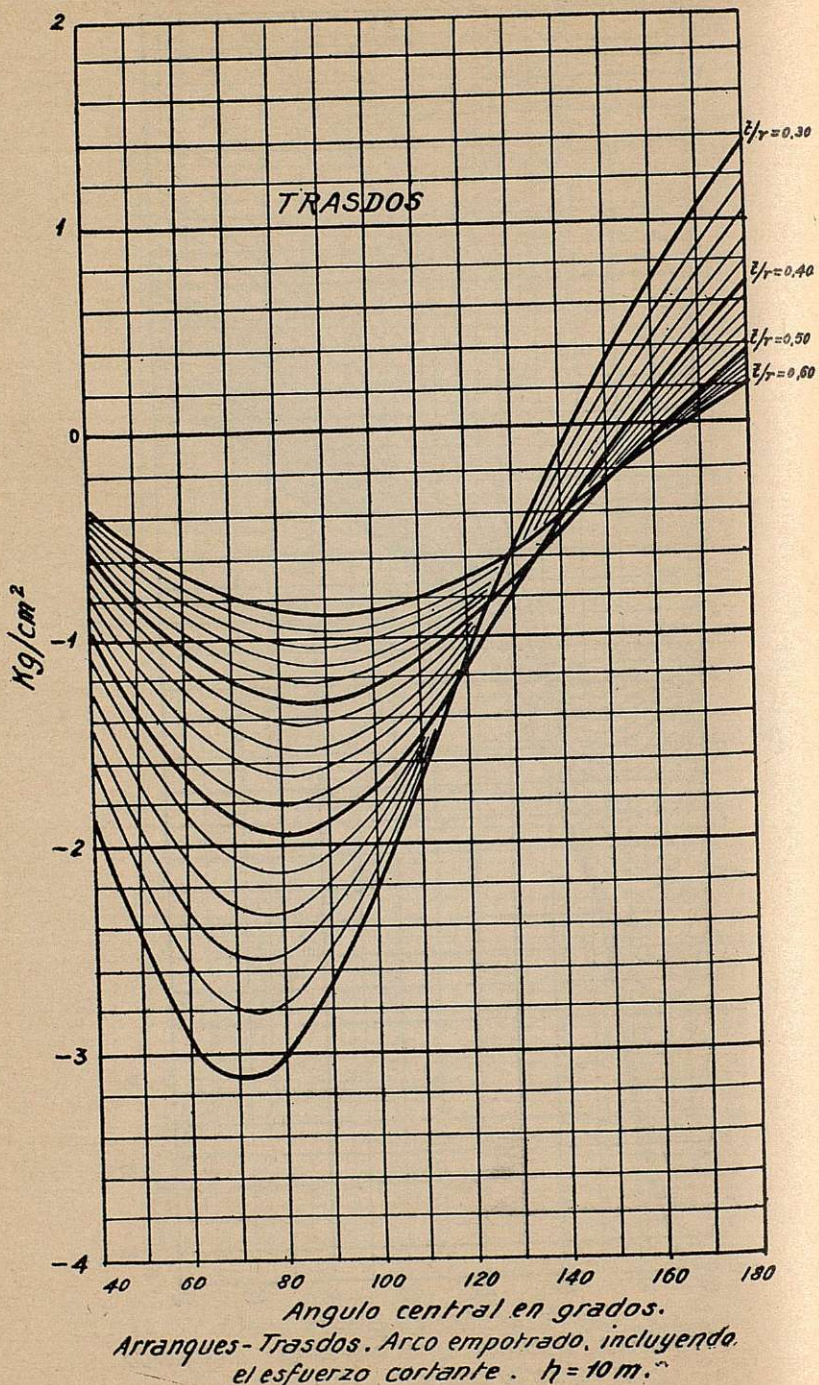


Fig. 885 c

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

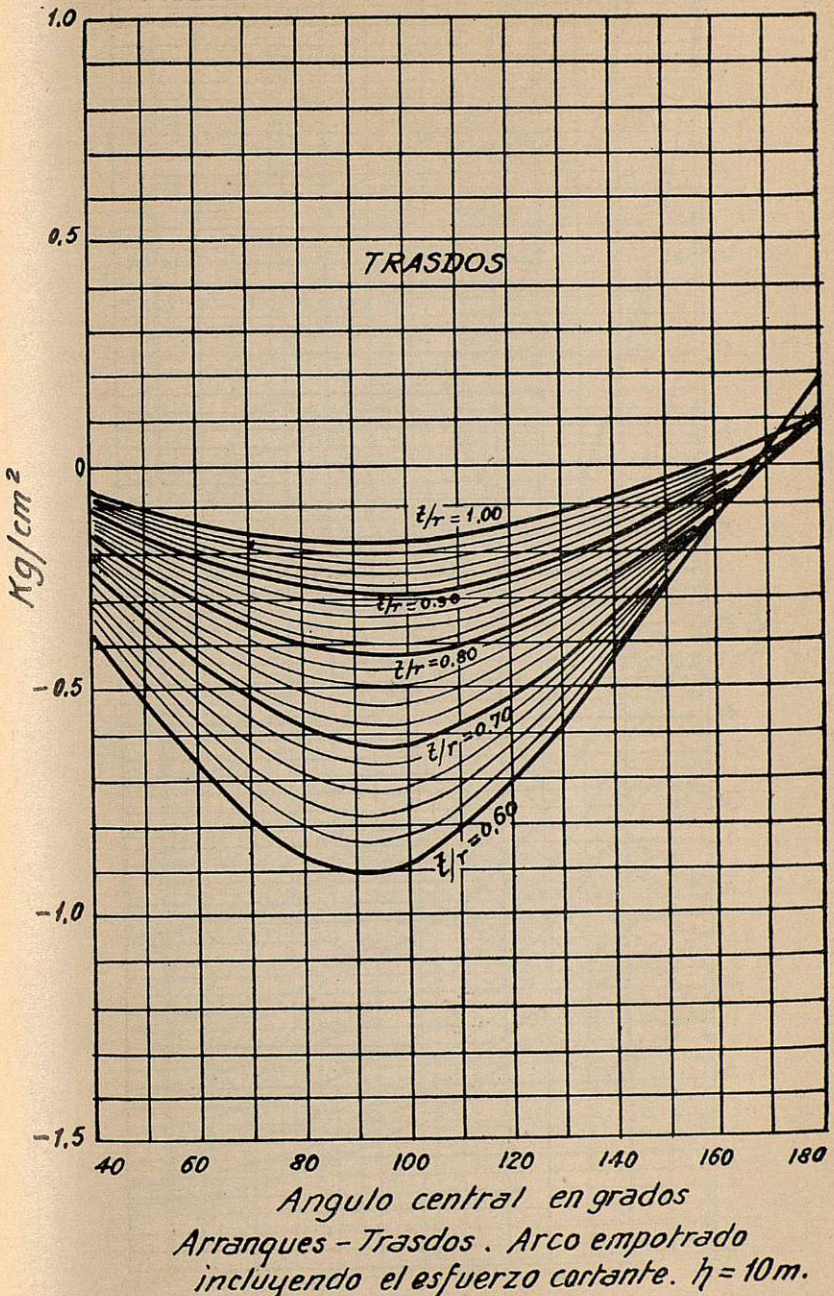
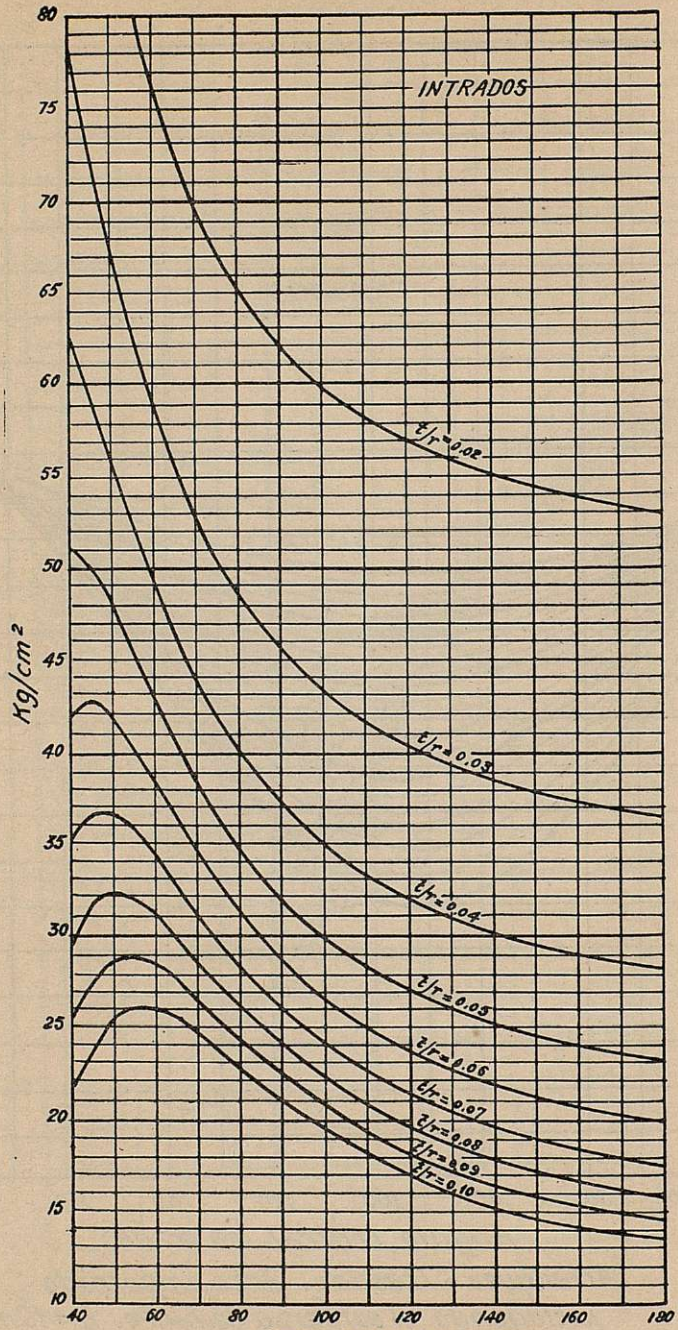


Fig. 885 *d*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Arranques - Intrados. Arco empotrado incluyendo el esfuerzo cortante. $h = 10$ m.

Fig. 886 *a*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

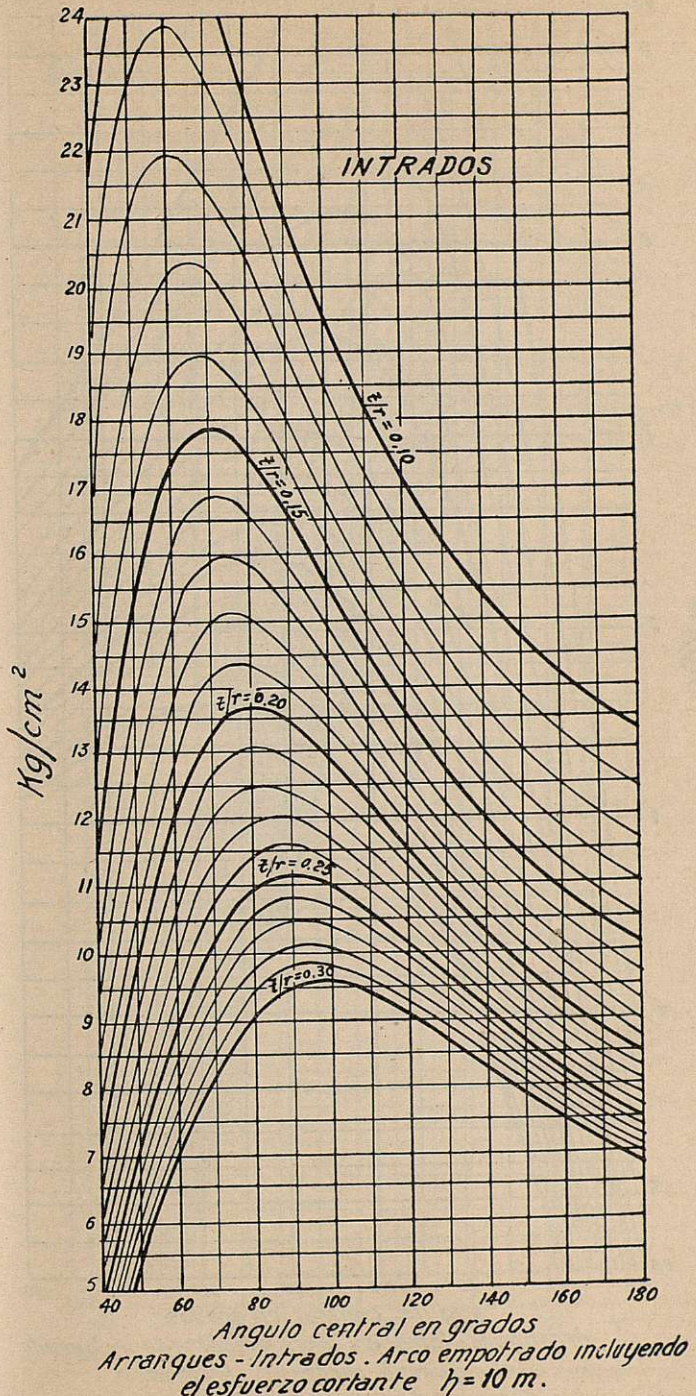
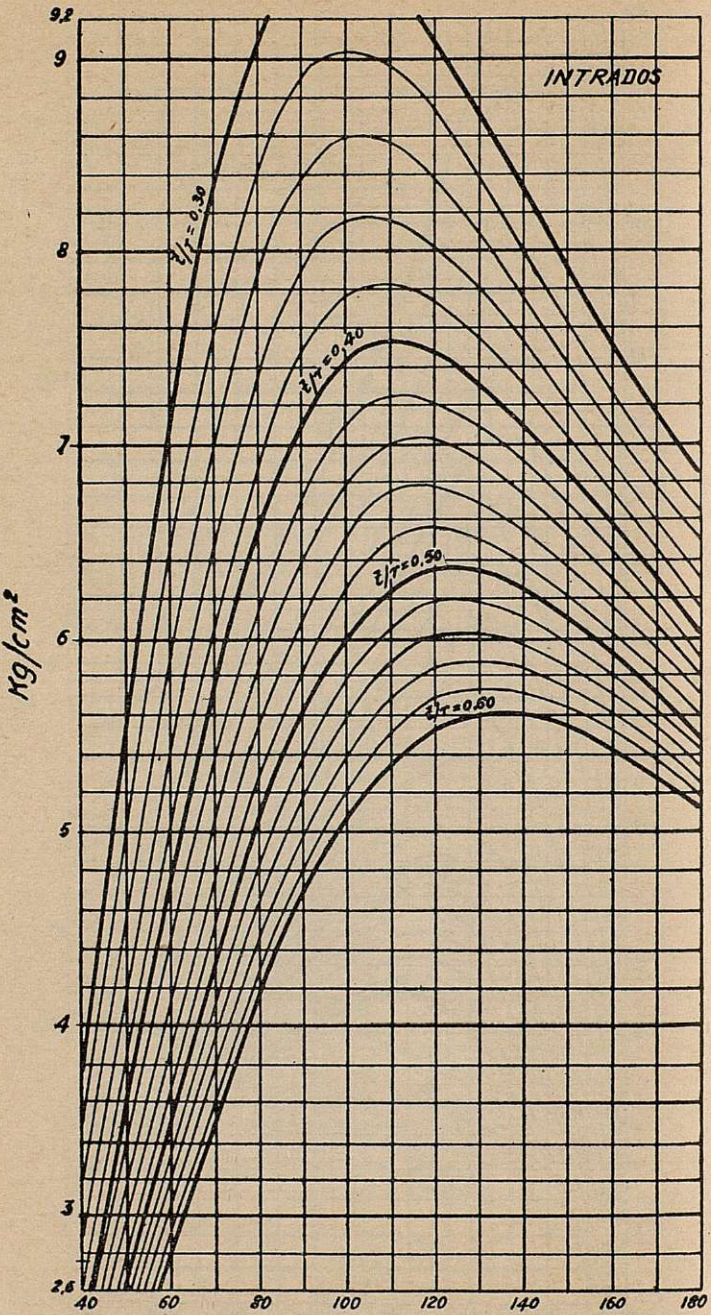


Fig. 886 *b*.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Arranques - Intrados. Arco empotrado incluyendo el esfuerzo cortante. $h = 10$ m.

Fig. 886 c

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

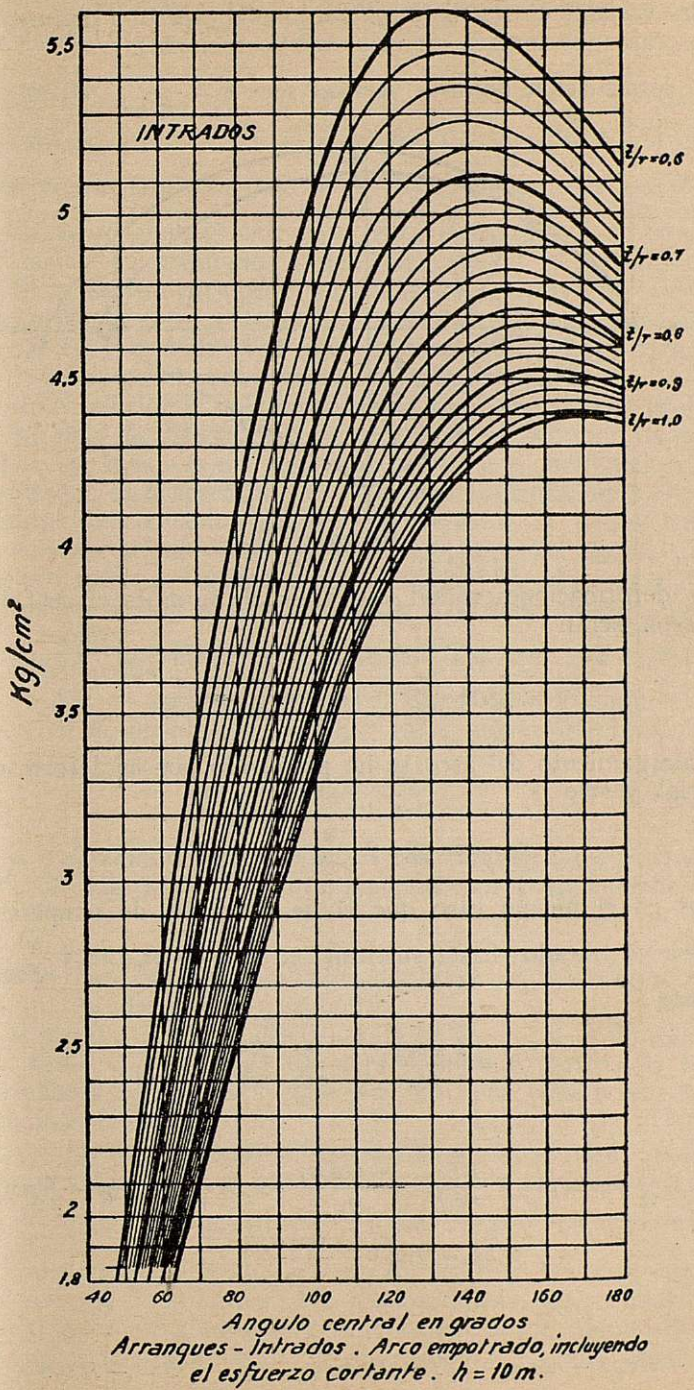


Fig. 886 *d*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tos, será variable en los distintos puntos del espesor t del arco; según los casos, se tomará un valor medio racional).

La deformación unitaria vertical será $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$.

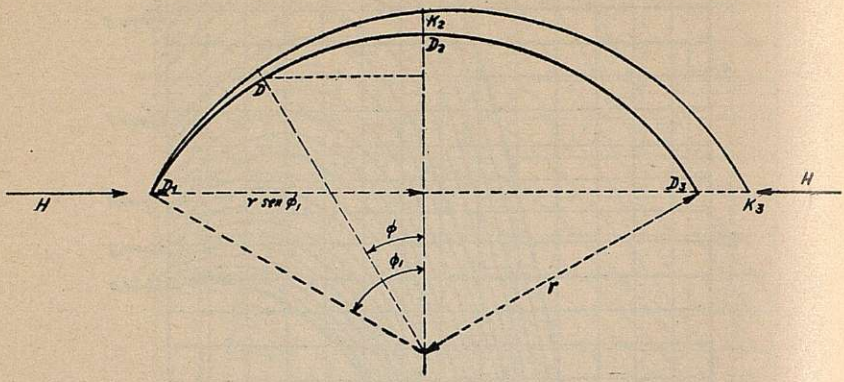


Fig. 887

Las deformaciones radial y tangencial, si m es el coeficiente de Poisson, serán

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{m} = \frac{\sigma}{mE} \qquad \varepsilon_t = \frac{\varepsilon}{m} = \frac{\sigma}{mE}$$

El alargamiento del arco se ha producido por la deformación tangencial, y vale

$$2\varepsilon_t r_n \operatorname{sen} \varphi_1 = 2 \frac{\sigma}{mE} r_n \operatorname{sen} \varphi_1$$

Estamos en el mismo caso que el de elevación de temperatura t_0 grados ya tratado; basta sustituir, en vez de εt_0, $\varepsilon t = \frac{\sigma}{Em}$, y tendremos

$$H = \frac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{D_n} \left(E \frac{\sigma}{mE} \frac{K^2}{r_n^2} t \right) \qquad [48]$$

siendo

$$D_n = \left(\varphi_1 + \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right) \left(1 + \frac{K^2}{r_n^2} \right) - \frac{1 - \cos \varphi_1}{\varphi_1} + 2{,}88 \frac{r}{r_n} \frac{K^2}{r_n^2} \left(\varphi_1 - \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\varphi_1 \right)$$

$$M_o = H r_n \left(1 - \frac{\operatorname{sen} \varphi_1}{\varphi_1} \right) \qquad [49]$$

y

$$M = M_o - H r_n (1 - \cos \varphi) \qquad P = H \cos \varphi \qquad \text{y} \qquad S = -H \operatorname{sen} \varphi \qquad [50]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Con esto podremos hallar las cargas a que está sometido el arco por la acción del peso que sobre él insiste.

Arco interior

Ocurre frecuentemente en el proyecto de presas-bóveda que en algunos arcos, para una relación $\frac{t}{r}$ fija, el ángulo central $2\varphi_1$ no es lo suficientemente grande para evitar tensiones, y éstas surgen en el trasdós en arranques y, posiblemente, en el intradós en la clave. Si la fábrica no puede resistirlas, se agrietará y se reducirá la sección en la clave y arranques, quedando un elemento interior resistente en forma de arco libre de tensiones, y cuya carga máxima de compresión será interesante encontrar.

El arco interior es solamente una posible solución, y probablemente no dará la distribución verdadera de esfuerzos. Los esfuerzos deben ser menores que los encontrados en el arco interior, pues las zonas que se desprecian y se considera no trabajan, lo hacen y los reducen probablemente; mas es aceptable la teoría por dar una buena aproximación y con un gran margen de seguridad.

Hemos indicado en la página 754 (fig. 641) una curva de valores límites, debida a los estudios de Jakobsen, que da para un lación $\frac{\text{espesor}}{\text{radio medio}}$ fijo el ángulo central $2\varphi_1$, para que el esfuerzo en el trasdós en arranques sea cero. El máximo a compresión se realizará en el intradós, y tiene por valor, según Jakobsen:

$$\sigma = 2\,\frac{r_e^2}{t}\,\frac{p_e}{r}$$

fórmula aproximada que da valores que difieren muy poco de los verdaderos, aumentando la aproximación con el aumento de la relación $\frac{t}{r}$.

Concuerdan con los resultados de Jakobsen los obtenidos por Resal, que estudió el arco parabólico.

Posteriormente, en la discusión de la Memoria de Fowler, Jakobsen desarrolla la teoría del arco secundario basándola en los mismo ábacos de Fowler, y que por ello tiene para nosotros muchísimo más interés.

Se puede, de los ábacos (figuras 885 *a*, 885 *b*, 885 *c* y 885 *d*) que dan el esfuerzo en el trasdós en arranques, encontrar los valores de $\frac{t}{r}$ y $2\varphi_1$, que hacen que sea éste cero, y con estos valores como coordenadas dibujar la curva límite (fig. 889), la cual nos indica, como la de la figura 641, que los valores por encima de ella dan en trasdós e intradós de arranques cargas de compresión, los de la curva dan carga cero en el trasdós y los que están bajo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ella esfuerzo de tensión en el trasdós en arranques y, posiblemente, en el intradós de la clave.

Sea (fig. 888) un semiarco *FDBN*, en el cual existen esfuerzos de tensión en el punto *D*, y probablemente también en *N*. Suponiendo que no puede la fábrica resistir esfuerzos de tensión, se se-

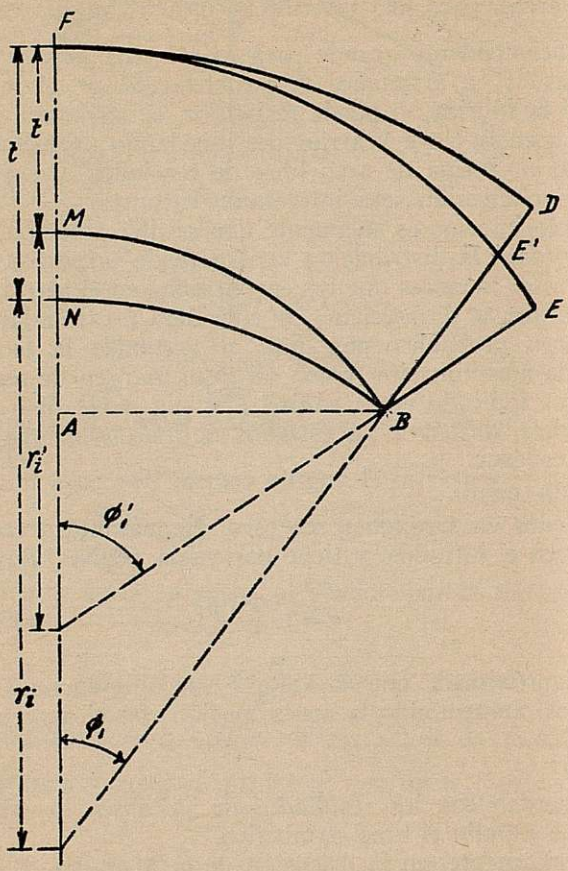


Fig. 888

parará del estribo desde *D* hasta *E'*, en donde el esfuerzo es cero; de la misma forma, la zona de tensión del intradós de la clave dejará de ser zona resistente. Se formará el arco interior, y para encontrar los esfuerzos en él tendríamos que proceder por tanteos, dibujando algunos arcos inscritos en las zonas de compresión, probables soluciones.

Puede determinarse directamente el arco de directriz circular y espesor constante, probable solución, que cumple con la condi-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ción de ausencia de tensiones, siguiendo el método de Jakobsen, que a continuación exponemos.

En la figura 888, sea *FDBN* el arco primitivo, y *FE'EBM* el interior formado. Tendremos

$$AB = r_i \operatorname{sen} \varphi_1 = r'_i \operatorname{sen} \varphi'_1$$

luego

$$r'_i = r_i \frac{\operatorname{sen} \varphi_1}{\operatorname{sen} \varphi'_1} \qquad [51]$$

también

$$FA = t + r_i(1 - \cos \varphi_1) = t' + r'_i(1 - \cos \varphi'_1)$$

si llamamos B al valor

$$B = \frac{FA}{r_i \operatorname{sen} \varphi_1}$$

tendremos que en el arco interior

$$B = \frac{FA}{r'_i \operatorname{sen} \varphi'_1} = \frac{t' + r'_i(1 - \cos \varphi'_1)}{r'_i \operatorname{sen} \varphi'_1}$$

pero $r'_i = r' - \frac{t'}{2}$, siendo r' el radio medio del arco interior; luego

$$B = \frac{t'}{r' - \frac{t'}{2}} \operatorname{cosec} \varphi'_1 + \frac{1 - \cos \varphi'}{\operatorname{sen} \varphi'_1}$$

Multiplicando y dividiendo el numerador y denominador del primer término del segundo miembro por $\frac{2}{r'}$, y llamando a $\frac{t'}{r'} = x'$, tendremos

$$B = \frac{2x'}{2 - x'} \operatorname{cosec} \varphi'_1 + \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi'_1}{2}\right) \qquad [52]$$

En el arco primitivo obtendríamos de la misma forma, siendo $\frac{t}{r} = x$.

$$B = \frac{2x}{2 - x} \operatorname{cosec} \varphi_1 + \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_1}{2}\right) \qquad [53]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

En la ecuación [53] se ve que B es función de x y φ, valores del arco primitivo conocidos; luego el valor de B puede hallarse inmediatamente.

Por otro lado, la ecuación [52] nos indica que B es función de x' y φ'_1 del arco interior, y de todos los valores que pueden obtener φ' y x', para dar un mismo valor de B, nos interesan los que satisfacen a la curva límite de la figura 889. Si por la figura 889 vamos encontrando, para los valores de φ'_1 y x' que la satisfagan, el valor de B correspondiente, podremos dibujar la curva B de dicha figura, y entonces tenemos ya la manera de encontrar directamente el arco interior cuando en el primitivo haya zonas de tensión.

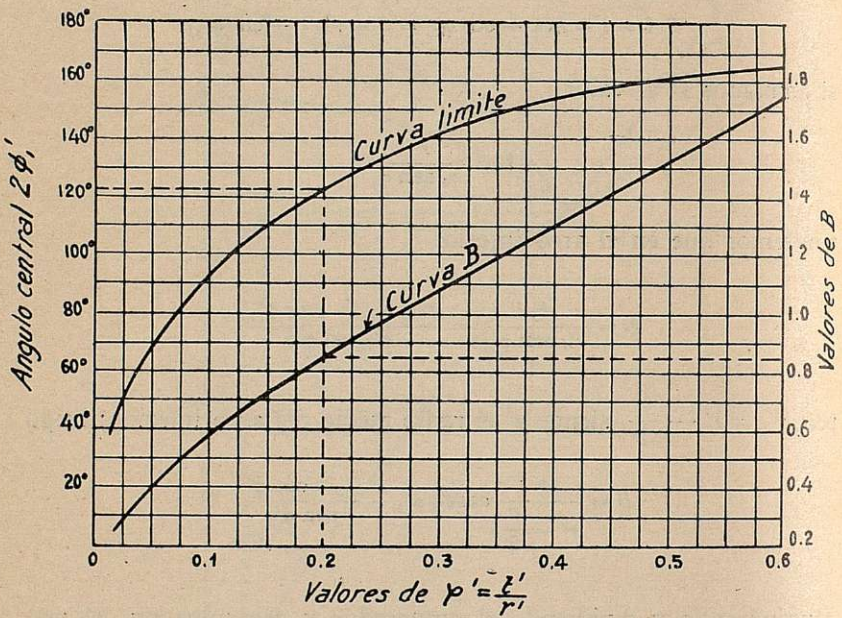


Fig. 889

Supongamos que tenemos un arco de ángulo $2\varphi_1$, espesor t y radio del intradós r_i, que tiene esfuerzos de tensión en el trasdós en arranques. Por la fórmula [53] hallaremos fácilmente B $\left(\text{pues } x = \dfrac{t}{r_i + \dfrac{t}{2}}\right)$, y entrando con este valor en la figura 889, la curva B nos da en el eje de abscisas el valor de $x' = \dfrac{t'}{r'}$, y siguiendo la ordenada hasta encontrar la curva límite nos da ésta, en el eje de ordenadas, el valor del ángulo $2\varphi'_1$ del arco interior. Por la fór-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mula [51] conocemos r'_i, y como ya conocemos

$$x' = \frac{t'}{r'} \qquad \text{y} \qquad r'_i = r' - \frac{t'}{2}$$

podemos hallar r' y t' y dibujar el arco interior.

Las cargas serán: en el trasdós en arranques, cero, y en el intradós en arranques y en trasdós e intradós en clave, las que den los ábacos correspondientes, entrando con los valores x' y $2\varphi'_1$ encontrados.

Arco de espesor variable

El hecho de que la excentricidad en arranques sea, para cargas normales y efecto de temperatura, del orden del doble que en la clave, ha hecho pensar en la conveniencia y economía del arco de espesor variable, creciente de la clave a arranques.

Esta orientación, iniciada (en el cálculo analítico) al parecer en Alemania, por Strassner ("Nevere Methoden zur statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger", 1927, Band II), seguida en Norteamérica por Whitney (*Transactions of the A. S. of C. E.*, 1925, pág. 931), en Inglaterra por Manning (*Concrete and Constructional Engineering*, 1930) y en España por el ingeniero de Caminos Sr. López Rodríguez (*Revista de Obras Públicas*, 1928, pág. 435; 1929, pág. 287, y 1930, pág. 303), ha desplazado, en el cálculo de bóvedas para puentes, la variación clásica de la inercia

$$I = \frac{I_c}{\cos \alpha} = I_c \frac{ds}{dx}$$

que daba un arco de espesor casi constante, por otra ley de variación de la inercia, lineal o cuadrada (más lógica y más empleada la primera), de la forma, según Manning,

$$I = \frac{I_c}{\left(1 + \beta \cdot \frac{2x}{l}\right) \cos \alpha}$$

siendo x la ordenada de un punto referida a los ejes que pasan por la clave, y $\frac{l}{2}$ la semiluz, que da la anterior cuando $\beta = 0$.

Sigue Mensch de lleno esta orientación, y supone que el espesor varía, según la ley,

$$t = \frac{t_c}{\left(1 - K \frac{\operatorname{sen} \varphi}{\operatorname{sen} \varphi_1}\right)} \qquad [55]$$

siendo t_c el espesor de la clave, φ_1 el semiángulo central, φ y t la co-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ordenada angular y espesor en un punto del arco, y K una constante.

Y la inercia, según la ley,

$$I = \frac{I_c}{\left(1 - L\,\frac{\operatorname{sen}\varphi}{\operatorname{sen}\varphi_1}\right)} \qquad [56]$$

siendo I_c el momento de inercia en la clave, y L una constante.

Para un espesor en arranques 1,5 el de la clave, que supone una inercia del orden de $\overline{1{,}5}^3 = 3{,}375$ la de la clave, ha encontrado Mensch (*Proceedings of the A. S. of C. E.*, 1928-2, pág. 1886) que $K = \frac{1}{3}$ y $L = \frac{3}{4}$.

Para un espesor en arranques doble del de la clave, que supone una inercia del orden de $\overline{2}^3 = 8$ veces la de la clave, ha encontrado Mensch los valores de las constantes $K = \frac{1}{2}$ y $L = \frac{9}{10}$.

Conocidas las leyes de variación de la inercia y espesor, el cálculo del arco puede realizarse de un modo análogo al indicado precedentemente, con sólo tener en cuenta que la t e I tienen las leyes de variación antes indicadas.

Ha hecho llegar también al arco de espesor variable en las presas-bóveda el deseo de evitar la formación del arco interior.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XLVI

CALCULO DE LAS PRESAS-BOVEDA

(Continuación)

Acción de ménsula y arco. Método de Stucky.

Desarrollamos a continuación el método de cálculo de presas-bóveda de Stucky, basado en la igualación de las deformaciones radiales de los puntos comunes de los elementos verticales o ménsulas, y de los horizontales o arcos, en los que se supone dividida la presa.

Fué publicado por su autor en el *Bulletin Technique de la Suisse Romande* (1922, páginas 1, 25, 49, 85 y 97), y es interesante para la valoración total del método la discusión que sobre el mismo sostuvieron el autor y H. Juillard, iniciada por éste en la revista *Schweizerische Bauzeitung* (1923, pág. 11), y seguida en el *Bulletin Technique de la Suisse Romande* (1923, páginas 59, 83, 106 y 130).

Siguiendo este método, se han proyectado las presas de Broc (figura 618), en Suiza, y las de Montejaque (figuras 632 y 633) y Alloz (figuras 634 y 635), en España. La síntesis del cálculo de esta última la desarrollamos en el Apéndice 3.°

Exposición del método.

El estudio riguroso del problema nos conduciría a desarrollos matemáticos complicados y no nos daría un método sencillo y práctico. Si se desea llegar a éste, tenemos que atenernos a un método aproximado. Se justifica esto también por el hecho de que, ya las dimensiones de la obra, ya los materiales empleados, no permitirán jamás el realizar exactamente las hipótesis de cálculo.

Consideramos elementos horizontales o arcos de 1 m de altura, y elementos verticales o ménsulas de 1 m de ancho. Obtenemos así dos sistemas, que se repartirán la carga según su rigidez. La parte que corresponde a cada uno, arco o ménsula, se determina por las condiciones de elasticidad de la obra. Es necesario que las deformaciones del sistema de arcos coincidan con las de las ménsulas en los puntos comunes. Esta condición nos da seis ecuaciones de coincidencia por punto.

Sea un elemento de arco de longitud *ds*, cuyo centro de gravedad es *a*; el elemento correspondiente del muro es *m*. El movimiento de deformación del punto *a* lo referimos a tres ejes: uno normal y dos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tangentes a la superficie de la presa en a. El elemento a tomará, por su deformación, una nueva posición definida con respecto a la antigua por la distancia d_a, cuyas tres componentes son d_{an}, d_{at} y d_{av}. Hacemos abstracción del movimiento vertical d_{av}, pues consideramos la presa a partir del momento en que el asiento, debido al peso propio, se ha realizado ya. La componente vertical del movimiento debido a la flexión de la ménsula es de un orden de magnitud inferior a los desplazamientos horizontales, y puede, por lo tanto, despreciarse.

La nueva posición del elemento se define también por el cambio de dirección que sufre el plano tangente a la superficie con respecto a los tres ejes.

Para que el elemento m de la ménsula correspondiente al a del arco se superponga a éste, exactamente, después de la deformación, es necesario que $d_{an} = d_{mn}$ y $d_{at} = d_{mt}$, y que los tres cambios de dirección coincidan.

Estando dadas las cargas sobre el paramento de la presa, es necesario encontrar qué parte de ellas lleva el arco y qué parte la ménsula, para que se igualen las deformaciones.

La carga en un punto a es la resultante de las parciales sobre los dos sistemas. Si queremos encontrar las relaciones entre los empujes o cargas parciales y las deformaciones correspondientes de arcos y ménsulas, podemos establecer para cada punto a seis ecuaciones, que permitirán determinar las tres componentes de los empujes y los tres momentos de torsión, que realizan el cambio de orientación.

Se ve a primera vista que las relaciones entre los empujes y los ángulos de torsión serán muy complicadas, y que si queremos llegar a tener un método de cálculo práctico habrá que renunciar a tener en cuenta la influencia de la torsión. Quedan, pues, tres condiciones, de las que una, $d_{av} = d_{mv}$, es despreciable.

Sea en un punto a el empuje parcial sobre los arcos p_a y sobre las ménsulas p_m. Cada uno de estos empujes parciales se descompone en dos: uno tangencial y otro normal, cuya influencia se puede estudiar separadamente (fig. 890).

Con este objeto estableceremos las relaciones $f(p)$ entre los empujes normales y los desplazamientos d_{an} y d_{at} de los arcos y los desplazamientos d_{mn} de las ménsulas, de una parte, y entre los empujes tangenciales y los d_{an} y d_{at} de los arcos, así como d_{mt} de las ménsulas, de otra.

Obtenemos así para cada punto a cuatro ecuaciones:

$f_n(p_{an}) + F_n(p_{at}) = f'_n(p_{mn})$ Concordancia de los desplazamientos normales $d_{an} = d_{mn}$

$f_t(p_{an}) + F_t(p_{at}) = f'_t(p_{mt})$ Concordancia de los desplazamientos tangenciales $d_{at} = d_{mt}$

$$p_{at} = p_{mt}$$
$$p_{an} + p_{mn} = p$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estas cuatro ecuaciones, que se reducen inmediatamente a dos, permiten calcular los empujes parciales y, por lo tanto, las cargas y deformaciones en todos los puntos *a*.

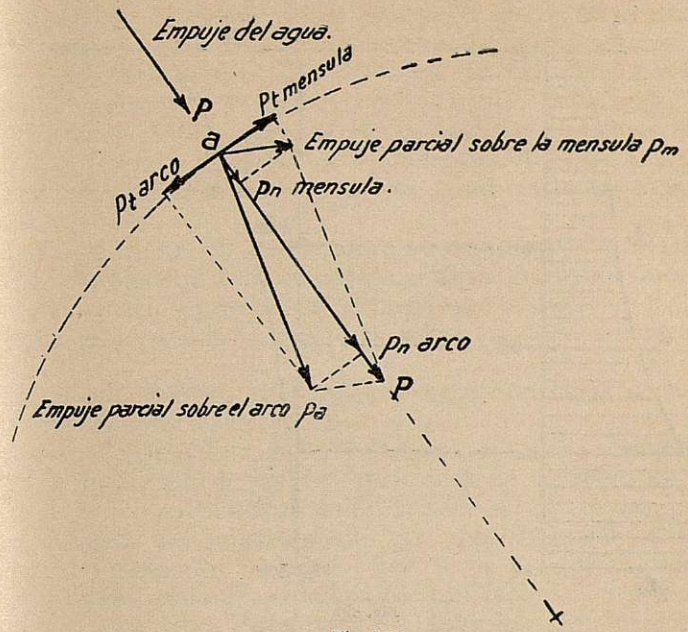


Fig. 890

Para llegar a un método de cálculo práctico hay que despreciar la influencia de las deformaciones tangenciales sobre la repartición de empujes. Se comprueba (*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 1922, pág. 89) que su importancia es pequeña en la presa de Broc; y Vogt ha probado que sólo tienen importancia cuando la relación $\frac{l}{h}$, luz del valle a altura de la presa es grande; es decir, en valles abiertos (pág. 759). Si se desprecia aquella influencia, las ecuaciones anteriores se reducen a una sola,

$$f_n(p_{an}) = f'_n(p_{mn})$$

para cada punto de cruce considerado.

Supongamos la repartición de empujes conocida en una sección vertical, y sea

$$p = p_a + p_m$$

Podemos descomponer los empujes p_m sobre el muro en empujes concentrados, p_b, p_c ... actuando en b, c ... (fig. 891).

Llamemos δ_{bb} el desplazamiento horizontal de b por un empuje

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

$p = 1$ en b, y δ_{bc} el desplazamiento horizontal de b por un empuje $p = 1$ en c.

El diagrama de p_m, siendo diferente para cada sección vertical,

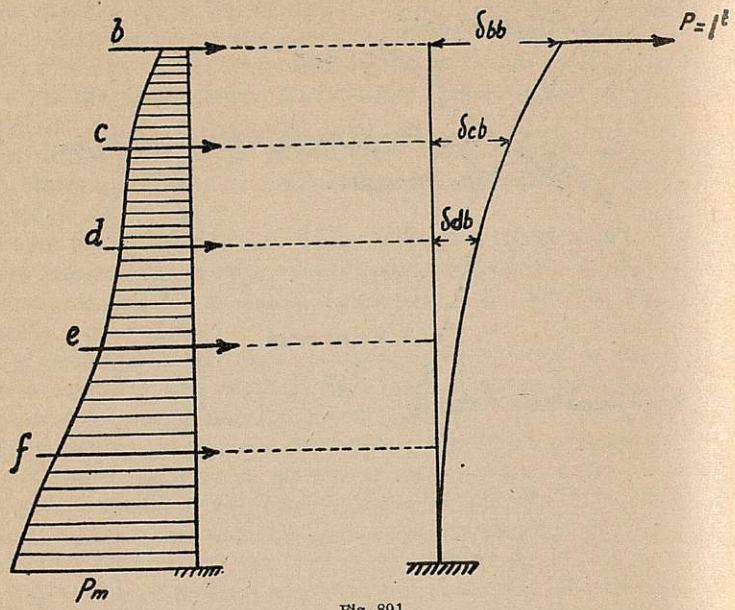


Fig. 891

resulta que p_a (empuje sobre el mismo arco) es variable.

Sea δ_{bR} el desplazamiento horizontal en el plano de la sección vertical de un punto b del arco bajo el empuje $p - p_b$.

La concordancia de las deformaciones de ménsula y arco se expresará por una serie de ecuaciones:

$$\left.\begin{aligned} p_b\delta_{bb} + p_c\delta_{bc} + \ldots &= \delta_{bR} \\ p_b\delta_{cb} + p_c\delta_{cc} + \ldots &= \delta_{cR} \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & \end{aligned}\right\} \qquad [1]$$

Se puede establecer una serie análoga para cada ménsula. Hay que hacer notar que los segundos miembros de las expresiones anteriores son también valores compuestos, como los del primer miembro, pues la deformación en un punto del arco depende no solamente de la carga que actúa en él, sino también de las que actúan en los otros puntos del arco. Si descompusiéramos, pues, el segundo miembro y formáramos los sistemas análogos para las otras ménsulas, tendríamos un sistema de ecuaciones en número igual al de puntos de cruce considerados y con igual número de incógnitas. No ya porque la resolución de este sistema de ecuaciones sería laboriosísima, sino por la dificultad de descomponer los valores del segundo miem-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

bro (descomposición que implica el conocimiento de la línea de influencia de las deformaciones radiales de la línea media del arco, de expresión analítica muy complicada, aun en formas sencillas), ha hecho necesarias otras simplificaciones en el cálculo de los arcos.

Con objeto de simplificar el problema, se resuelven estos sistemas de ecuaciones, correspondientes uno a cada ménsula considerada, independientemente, haciendo luego las correcciones necesarias, teniendo en cuenta la repartición en los otros perfiles.

Cuando se conoce la repartición de empujes en una serie de secciones verticales se deducen los verdaderos sobre los arcos. Los polígonos funiculares de estos empujes serán las líneas medias definitivas.

Las variaciones de temperatura se manifiestan en los arcos de una manera análoga a los empujes del agua. Arrastrarán los muros en su deformación y resultará de nuevo una repartición de empujes virtuales debidos a la temperatura sobre los dos sistemas, arcos y ménsulas.

El cálculo estático propiamente dicho supone el conocimiento previo de los coeficientes δ_{bb}, δ_{cc} ... y δ_{bR} ...

Los coeficientes δ_{bb} ... no son otra cosa que las ordenadas de las líneas de influencia de las deformaciones de las ménsulas bajo la acción de los empujes horizontales. Pueden ser calculadas, por ejemplo, por medio del procedimiento que consiste en descomponer la ménsula en elementos rectilíneos cortos, de los que se calculan las deformaciones respectivas, hallándose con facilidad, analítica o gráficamente, las totales. El teorema de Mohr sobre la línea elástica es más complicado en la aplicación, a causa de la variabilidad de los momentos de inercia.

Indicaremos después, al estudiar los arcos, la manera de calcular los coeficientes δ_{bR} ... con las simplificaciones necesarias para llegar a un método práctico, alcance y exactitud de las mismas.

En el desarrollo del método hemos de encontrar:

1.° Los coeficientes de deformación de las ménsulas.
2.° Los coeficientes hiperestáticos de los arcos.
3.° Los coeficientes de deformación de los arcos.
4.° La repartición de empujes sobre los dos sistemas.
5.° El cálculo de las cargas de trabajo.

La teoría del arco elástico es tanto más rigurosa cuanto que el arco es más deformable. Las fórmulas que dan las cargas y deformaciones elásticas son inciertas cuando los arcos soportan fuertes cargas de tensión; interesa, pues, dar a los arcos toda la elasticidad deseable, de modo a evitar en lo posible el trabajo a tensión. Esta condición puede ser fácilmente cumplida en los arcos superiores. A partir de una cierta profundidad los arcos son bastante gruesos y es difícil el encontrar las deformaciones en estas partes macizas de la presa. En las aplicaciones de este método se ha supuesto que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en las partes bajas la ménsula lleva la totalidad de la carga; hay que notar que una modificación de los empujes en el pie de la ménsula influye muy poco en las deformaciones y cargas.

La aplicación del método está indicada en el cálculo de presas delgadas y fuertemente arqueadas, y que son, por ello, sometidas por la carga de agua a esfuerzos de compresión solamente. Si se quisiera aplicar a arcos muy macizos habría que contar con la formación del arco interior.

Determinación de los coeficientes de deformación de las ménsulas.—Supongamos la ménsula formada de elementos rectilíneos cortos. Calculemos el valor medio del momento de inercia I y de la sección w.

Si llamamos M_m, Q_m y N_m los momentos, esfuerzos cortantes y esfuerzos normales en la sección correspondiente al punto m, las deformaciones elementales (fig. 892) serán:

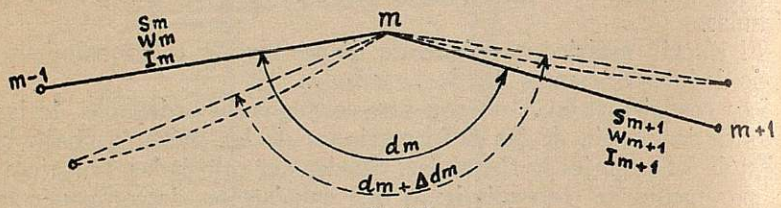


Fig. 892

Variación de longitud:

$$\Delta s_m = \frac{N_m}{E \cdot w_m} s_m \qquad [2]$$

Variación de ángulo:

$$\Delta d_m = \overbrace{\frac{2M_m + M_{m-1}}{6EI_m}}^{A} s_m + \overbrace{\frac{2M_m + M_{m+1}}{6EI_{m+1}}}^{B} s_{m+1} + \overbrace{\frac{Q_m}{w'_m G}}^{C} - \overbrace{\frac{Q_{m+1}}{w'_{m+1} G}}^{D} \qquad [3]$$

siendo w'_m la sección resistente al deslizamiento transversal, que supondremos igual a w_m.

Puede encontrarse esta fórmula, o partiendo del lema de Clapeiron (*Mecánica aplicada a las construcciones*, B. Granda, tomo I, página 405), o por las consideraciones iniciales de la teoría de masas elásticas (*Mecánica Elástica*, Peña, pág. 186).

Conociendo las rotaciones elementales Δd_m, se calcula fácilmente la variación de dirección de un elemento cualquiera:

$$\Delta \varphi_m = \Sigma_o^m \Delta d_m \qquad [4]$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El desplazamiento horizontal será

$$\delta_{\text{horizontal}} = \Sigma_o^m s_m \cdot \Delta\varphi_m \qquad [5]$$

En el Apéndice 3.° se indica el detalle de este cálculo.

La línea de influencia del desplazamiento horizontal de un punto m de una sección vertical para una fuerza $p = 1$ horizontal, moviéndose verticalmente, es, según el teorema de Maxwell, la línea elástica de la sección vertical sometida a la acción de la fuerza horizontal unidad actuando en el punto m.

Determinación de los coeficientes hiperestáticos del arco.—Se basa el cálculo de los arcos sobre las hipótesis siguientes: Tanto el arco como las cargas son simétricas con respecto al eje yy (fig. 893). La línea media del arco coincide con el polígono funicular de las cargas (supuestas conocidas), determinado por los puntos medios de la clave y arranques. El espesor del arco puede ser variable; en este caso aumenta de la clave a arranques.

Generalmente, el arco no tiene la forma de un arco de círculo (salvo para el caso de carga uniforme). Si la carga aumenta de arranques a clave, el polígono funicular correspondiente y, por lo tanto, la línea media, tendrá una forma más aguda que el arco de círculo. Si, por el contrario, el empuje disminuye hacia la clave, el arco toma una forma más obtusa.

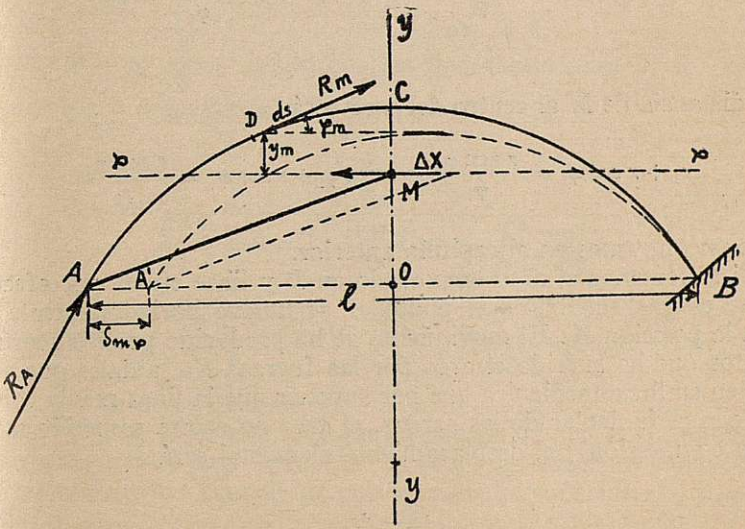


Fig. 893

El arco empotrado tiene una indeterminación estática de tercer grado. En el caso que consideramos, por la simetría del mismo y de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

las cargas, el esfuerzo cortante en la clave es nulo, y sólo existen en ella el momento y la carga normal, quedando la indeterminación de segundo grado. Del mismo modo como procedimos, en el capítulo anterior, en el cálculo del arco elástico, por el teorema de Castigliano podemos encontrar M_c y N_c, por la consideración de que el giro y movimiento horizontal de la sección de la clave son nulos, y, como allí, ver que el efecto de la carga simétrica en el trasdós es el mismo que el de una fuerza $N_c = \Delta X$ que actúe normal al eje yy (por la simetría) y en un punto M centro de gravedad de los elementos $\frac{ds}{I}$ en los que se supone dividido el arco (fig. 893); el valor de la ordenada MO es

$$MO = y_1 = \frac{\int_A^B \frac{ds}{I} y}{\int_A^B \frac{ds}{I}} \qquad [6]$$

en el caso de ser el espesor del arco constante y la línea media circular,

$$y_1 = \frac{2r \int_o^{\varphi_1} r(\cos\varphi - \cos\varphi_1) d\varphi}{2r \int_o^{\varphi_1} d\varphi} = \frac{r(\operatorname{sen}\varphi_1 - \varphi_1 \cos\varphi_1)}{\varphi_1}$$

y la distancia de M al centro del arco será

$$y_1 + r\cos\varphi_1 = \frac{r \operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1} - r\cos\varphi_1 + r\cos\varphi_1 = \frac{r \operatorname{sen}\varphi_1}{\varphi_1}$$

como encontramos en el capítulo anterior.

Si suponemos el arco empotrado en B y libre en A, por efecto de las cargas simétricas el punto A se mueve horizontalmente y toma la posición A'. El movimiento se ha producido por los acortamientos que ha sufrido el arco por las fuerzas R_m axiales que actúan en su línea media (ya que por suponer que la fibra media coincide con el funicular de las cargas, el arco no estará sometido más que a compresión); el desplazamiento elemental será

$$\frac{R_m}{Ew} ds$$

y en la dirección del eje x,

$$\frac{R_m}{Ew} \cos\varphi ds$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el total

$$\delta_{mx} = \int_A^B \frac{R_m}{Ew} \cos\varphi ds \qquad [7]$$

Para volver el punto A' al A necesitamos aplicar en M una fuerza ΔX tal, que produzca un desplazamiento AA' análogo al anterior. En un punto D,

$$M = \Delta X \cdot y_m \qquad N = \Delta X \cdot \cos\varphi \qquad \text{y} \qquad Q = \Delta X \cdot \operatorname{sen}\varphi$$

$$\frac{dM}{d\Delta X} = y_m \qquad \frac{dN}{d\Delta X} = \cos\varphi \qquad \frac{dQ}{d\Delta X} = \operatorname{sen}\varphi$$

y por el teorema de Castigliano tendremos:

$$\delta_{mx} = \int_A^B \frac{M}{EI} \frac{dM}{d\Delta X} ds + \int_A^B \frac{N}{Ew} \frac{dN}{d\Delta X} ds + \varkappa \int_A^B \frac{Q}{Gw} \frac{dQ}{d\Delta x} ds$$

que quedará, en nuestro caso,

$$\delta_{mx} = \int_A^B \frac{\Delta X \cdot y^2_m}{EI} ds + \int_A^B \frac{\Delta X \cdot \cos^2\varphi}{Ew} + \varkappa \int_A^B \frac{\Delta X \cdot \operatorname{sen}^2\varphi}{Gw} ds =$$

$$= \Delta X \left[\int_A^B \frac{y^2_m}{EI} ds + \int_A^B \frac{\cos^2\varphi}{Ew} ds + \varkappa \int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{Gw} ds \right] \qquad [7']$$

si llamamos $\mu = \frac{E}{G} \varkappa$ igualamos las dos expresiones de los desplazamientos y despejamos ΔX, tendremos

$$\Delta X = \frac{\int_A^B \frac{R_m}{Ew} \cos\varphi ds}{\int_A^B \frac{y^2_m}{EI} ds + \int_A^B \frac{\cos^2\varphi}{Ew} ds + \mu \int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{Ew} ds} \qquad [8]$$

El término $\mu \int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{Ew} ds$ sólo puede despreciarse en arcos delgados, mas no en arcos gruesos.

R_m no es una constante más que en el caso de una carga uniformemente repartida, cuyo funicular es la circunferencia. Como R_m varía poco, podemos considerar un valor medio constante R, y tendremos

$$\Delta X = R \frac{\int_A^B \frac{\cos\varphi}{w} ds}{\int_A^B \frac{\cos^2\varphi}{w} ds + \mu \int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{w} ds + \int_A^B \frac{y^2_m}{I} ds}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Esto no es válido más que en el caso de que la línea media sea el funicular de las cargas. Podemos poner

$$\Delta X = KR \qquad [9]$$

siendo

$$K = \frac{\int_A^B \frac{\cos\varphi}{w}\,ds}{\int_A^B \frac{\cos^2\varphi}{w}\,ds + \mu\int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{w}\,ds + \int_A^B \frac{y^2_m}{I}\,ds} \qquad [10]$$

constante para cada arco y fácilmente calculable.

En el caso de un arco de espesor constante,

$$K = \frac{l}{\int_A^B \cos^2\varphi\,ds + \mu\int_A^B \operatorname{sen}^2\varphi\,ds + \frac{w}{I}\int_A^B y^2_m\,ds}$$

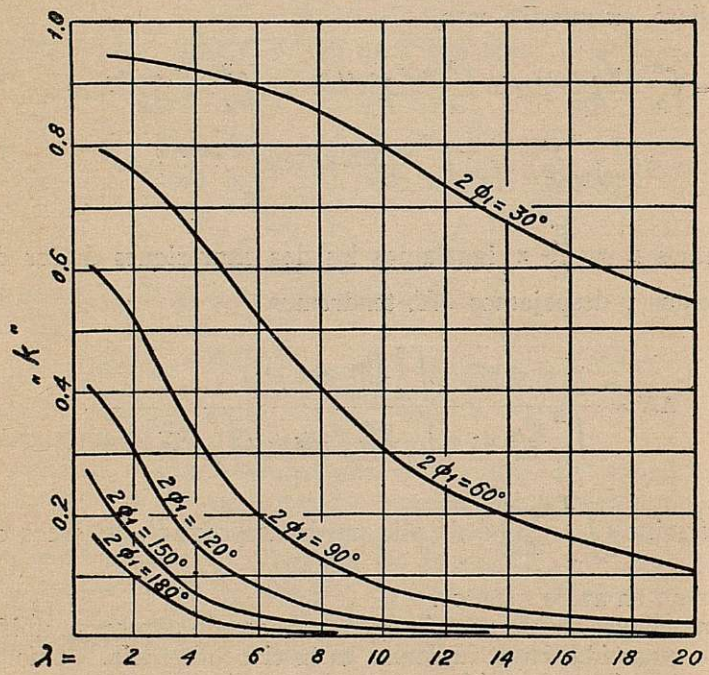


Fig. 894 *a*

y en el caso de carga constante uniformemente repartida, el funicular es un arco de círculo, que podemos definir por el ángulo central $2\varphi_1$ y por la relación $\lambda = \frac{r}{t} = \frac{\text{radio medio}}{\text{espesor constante}}$ y las figuras

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

894 *a* y 894 *b*, nos dan el valor de K en función de λ y $2\varphi_1$. Se puede observar que para que K tenga un valor pequeño, es decir, para que la línea de presiones se separe poco de la media, es necesario que λ y $2\varphi_1$ sean lo más grandes posible. El valor de K aumenta rápidamente cuando $2\varphi_1$ es inferior a 100° y λ a 5.

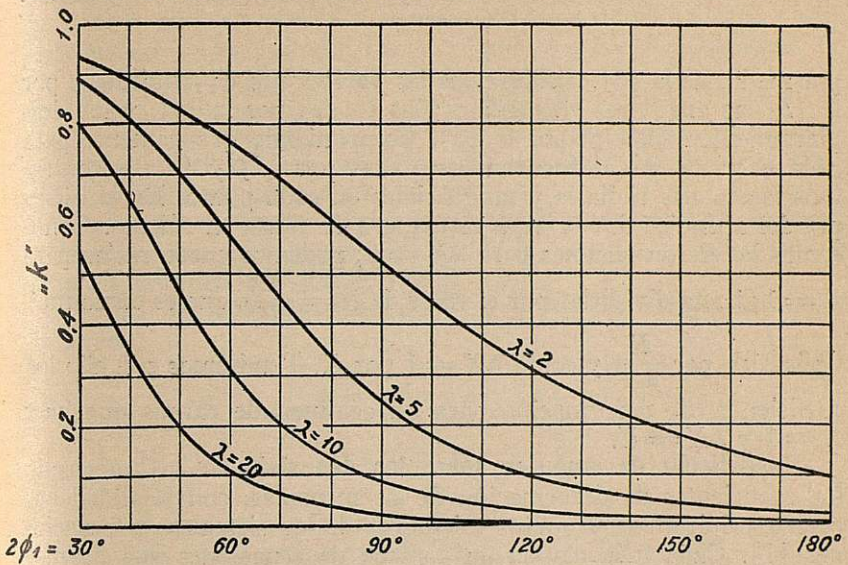


Fig. 894 *b*.

Una vez conocido K se pueden determinar fácilmente M_m, N_m y Q_m en un punto cualquiera, pues (fig. 893),

$$\left.\begin{aligned} M_m &= \Delta X \cdot y_m \\ N_m &= R - \Delta X \cdot \cos\varphi \\ Q_m &= \Delta X \operatorname{sen}\varphi \end{aligned}\right\} \qquad [11]$$

y se pueden hallar las reacciones en el apoyo y la curva de presiones.

Determinación de los coeficientes de deformación de los arcos. Vamos a suponer formado el arco por elementos rectilíneos cortos de magnitud conocida. Como

$$\Delta X = KR$$

podemos calcular las deformaciones para $\Delta X = 1$ ó $R = \frac{1}{K}$ (admitimos con ello que la fibra media es el funicular de las cargas y que calculamos las deformaciones para un régimen de cargas que ha-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cen $\Delta X = 1$ ó $R = \frac{1}{K}$). Las ecuaciones [11] serán

$$\left.\begin{aligned} M_m &= y_m \\ N_m &= R - \cos\varphi \\ Q_m &= \operatorname{sen}\varphi \end{aligned}\right\} \qquad [12]$$

por medio de la [2] calcularemos las variaciones de longitud, y por la [3] las angulares elementales; las totales por la [4], y los desplazamientos radiales por la [5]. Componiendo gráficamente para cada elemento las deformaciones dadas por [2] y [5], encontramos las totales radiales y tangenciales en cada punto. En el ejemplo del apéndice 3.º, se verá la manera de llevar el cálculo. Conocemos las deformaciones para $\Delta X = 1$; podemos encontrarlas para $R = 1$; basta dividirlas por el valor de $R = \frac{\Delta X}{K}$, que es como multiplicarlas por $\frac{K}{\Delta X}$ y como $\Delta X = 1$ por K. Tendremos con ello los coeficientes de deformación para un régimen de cargas que hace $R = 1$ y $\Delta X = K$.

Repartición de empujes sobre los dos sistemas.—Conociendo los coeficientes de deformación de las ménsulas, con facilidad podrán escribirse los primeros miembros de los sistemas de ecuaciones [1]. Cada ménsula da un sistema de ecuaciones que de momento supondremos independiente de los demás. Podremos, pues, poner (fig. 891):

$$\left.\begin{aligned} &p_b\delta_{bb} + p_c\delta_{bc} + \ldots = \delta_{bR} \\ &p_b\delta_{cb} + p_c\delta_{cc} + \ldots = \delta_{cR} \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{aligned}\right\}$$

Los segundos miembros serán los coeficientes de deformación antes hallados para $R = 1$, multiplicados por el valor medio supuesto a R. Como la carga total se reparte entre arcos y ménsulas, la que lleve el arco en el punto b, por ejemplo, será $p - p_b$, y el valor de R medio, suponiendo aceptable la fórmula de los tubos, puede ser

$$R = (p - p_b) \cdot r \qquad [13]$$

siendo r el radio de curvatura del elemento de arco correspondiente a la ménsula que se estudia.

El valor del segundo miembro será el de las deformaciones calculadas antes para $R = 1$, multiplicadas por el valor [13].

Con ello tenemos un sistema de tantas ecuaciones como incógnitas, y podremos calcular p_b, p_c ... y conocer la repartición de cargas entre ménsulas y arcos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hecho esto para las distintas ménsulas consideradas, conoceremos la repartición de cargas en los arcos; podremos trazar el funicular correspondiente para cada arco, comprobar la bondad del valor medio dado a R, y también si coincide más o menos este funicular con la fibra media. Esta comprobación puede no ser satisfactoria, y darnos como resultado el variar la fibra media y el valor de R, teniendo que proceder a un nuevo reajuste para llegar a una distribución de cargas que falsee lo menos posible la hipótesis de ser la fibra media el funicular de las cargas y que acuerde lo más posible las deformaciones de arco y ménsula.

No hay que olvidar que, aun para la misma flecha, luz y carga total, las deformaciones varían mucho con la forma del arco, aunque esto haga variar poco las cargas.

Ya hemos explicado, en el capítulo de "Presas-bóveda", la razón de la existencia, en la parte superior de la ménsula, de una zona de empujes contrarios a los del agua.

Cargas de trabajo.—Conocidos N y M, las cargas de trabajo serán

$$\sigma = \frac{R - \Delta X \cos \varphi}{t} \pm \frac{\Delta X \cdot y}{\frac{t^2}{6}}$$

siendo t el espesor e y la ordenada del eje medio (fig. 893). Si llamamos y_e e y_i las ordenadas de los extremos del núcleo central, y_i la del lado del intradós e y_e la del lado del trasdós, puede verse fácilmente que la fórmula anterior desdoblada queda de la forma

$$\left.\begin{aligned} \sigma_i &= \frac{R}{t} + \frac{\Delta X \cdot y_e}{\frac{t^2}{6}} \\ \sigma_e &= \frac{R}{t} - \frac{\Delta X \cdot y_i}{\frac{t^2}{6}} \end{aligned}\right\} \qquad [14]$$

Como $\Delta X = K \cdot R$, se ve que una indicación previa de las condiciones de resistencia y elasticidad de la presa se obtendrá fácilmente de la observación de los valores $\frac{R}{t}$ y K.

El aumento de espesores disminuye el valor de $\frac{R}{t}$, mientras que crece la rigidez del arco y, por lo tanto, la excentricidad de las reacciones y el valor de K.

Se ve, pues, que el forzar los espesores no es remedio para reducir las cargas sino en determinados casos, y que muchas veces puede llevar a la aparición de tracciones de importancia.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La comparación de los valores $\frac{pr}{t}$ (que es la fórmula de los tubos) y K puede dar una indicación relativa muy interesante.

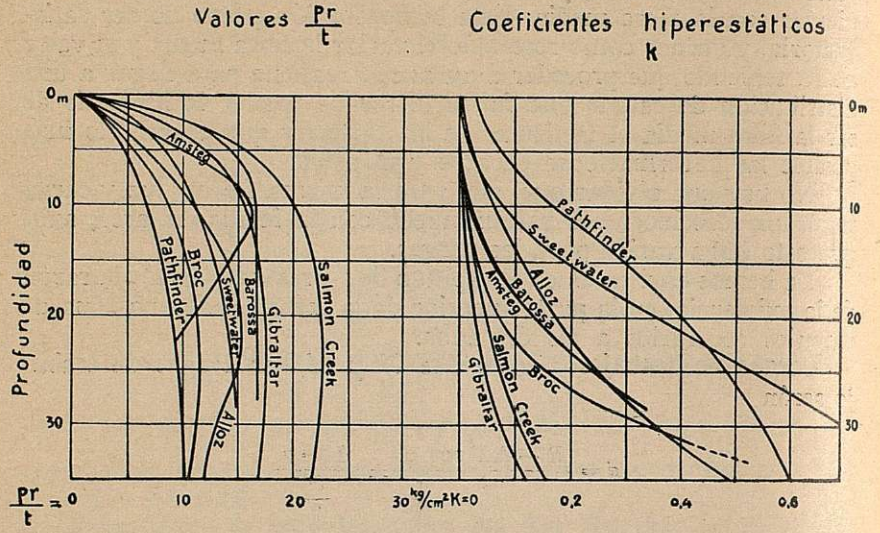


Fig. 894 *c*.

La figura 894 *c* da esta comparación para varias presas, y puede observarse que en aquellas presas cuyos espesores son grandes, como, por ejemplo, Pathfinder, los valores de $\frac{pr}{t}$ son pequeños, mientras que tienen gran importancia los coeficientes hiperestáticos, al contrario de lo que ocurre en las muy elásticas, como, por ejemplo, las de Salmon Creek y Gibraltar. Consiguiendo para K y $\frac{pr}{t}$ valores medios, se tiene la seguridad de que las cargas de trabajo resultantes serán aceptables e inferiores a las de muchas presas construídas.

Efecto de temperatura.—Una elevación de temperatura dilata al arco y produce un efecto contrario al de la carga de agua, reduciendo, por lo tanto, las cargas de trabajo. Un descenso de temperatura sobre la media normal acorta el arco y su efecto es el mismo que el de la carga de agua; es, pues, éste el que nos interesa estudiar.

Pueden darse dos casos: primero, embalse vacío y descenso de temperatura; segundo, embalse lleno y descenso de temperatura, distinta en los dos paramentos.

Temperatura igual en los dos paramentos.—Del mismo modo

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que vimos en el capítulo anterior, para el arco elástico de espesor constante, que el efecto del descenso de temperatura era idéntico al producido por una fuerza aplicada en el centro elástico y en la dirección del eje de las x, podrá verse ahora para el arco de espesor variable. La ordenada del centro elástico nos la dará la fórmula [6].

Si ε es el coeficiente de contracción de la fábrica y t_0 es el descenso de temperatura, $\varepsilon t_0 ds$ será el acortamiento elemental, y $\varepsilon t_0 \cos \varphi ds$ el acortamiento según el eje de las x, el total será

$$\delta_{xt} = \int_A^B \varepsilon t_o \cos \varphi ds$$

Para hacer volver el extremo del arco acortado a su posición primitiva necesitamos aplicar en el centro elástico una fuerza que produzca el mismo desplazamiento anterior, y, según encontramos antes, sería

$$\delta_{xt} = - \Delta X_t \left[\int_A^B \frac{y^2_m}{EI} ds + \int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{Ew} ds + \varkappa \int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2 \varphi}{Gw} ds \right]$$

e igualando estos dos desplazamientos tendríamos

$$\Delta X_t = \frac{E \cdot \varepsilon t_o l}{\int_A^B \frac{y^2_m}{I} ds + \int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{w} ds + \mu \int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2 \varphi}{w} ds}$$

y, en el caso de ser la sección constante,

$$\Delta X_t = \frac{Ew\varepsilon t_o \cdot l}{\frac{w}{I} \int_A^B y^2_m ds + \int_A^B \cos^2 \varphi ds + \mu \int_A^B \operatorname{sen}^2 \varphi ds} = Ew\varepsilon t_o \cdot K = R_t \cdot K$$

forma idéntica a la encontrada antes; R_t es la fuerza axial virtual equivalente.

A estas fuerzas axiales se les puede hacer corresponder cargas virtuales p_t actuando sobre los arcos. Para un arco de espesor constante, la fuerza axial virtual R_t sería constante y las cargas normales al arco. Para un arco de espesor variable, R_t varía con el espesor, y las cargas virtuales no son normales al arco y pueden descomponerse en cargas normales y tangenciales. Estas últimas tienden a provocar un desplazamiento tangencial del arco coartado por los muros; su influencia sobre la repartición de cargas es pequeña y no la tendremos en cuenta. Podemos encontrar el valor de la carga virtual normal, ya gráficamente, ya, aproximadamente, por medio de la fórmula

$$\frac{p_t \cdot r}{t} = E \cdot \varepsilon \cdot t_o$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de donde

$$p_t = \frac{t \cdot E \cdot \varepsilon \cdot t_o}{r}$$

siendo t el espesor del elemento considerado y r su radio de curvatura.

La acción de estas cargas virtuales sobre la presa es distinta de la del agua. Si consideramos, como antes, los arcos y las ménsulas, los primeros, considerados aisladamente, sufrirían, bajo la influencia de una variación de temperatura, una deformación correspondiente a las cargas p_t, y nacerían esfuerzos debidos a la ΔX_t correspondiente a estas p_t, mientras que las ménsulas solas no sufrirían ni deformación ni trabajo. Por la interdependencia de los dos sistemas, las ménsulas coartan la deformación de los arcos. Esto somete a las ménsulas a cargas p'_t reales, y los arcos a las mismas cargas reales $-p'_t$, que dan origen a fuerzas anulares reales $-R'_t$ y a fuerzas hiperestáticas $-\Delta X'_t$. Las cargas que actúan sobre las ménsulas son, pues, p_t', y las que actúan sobre los arcos, $-R'_t$ y $(\Delta X_t - \Delta X'_t)$.

Estas fuerzas hacen coincidir las deformaciones de los arcos

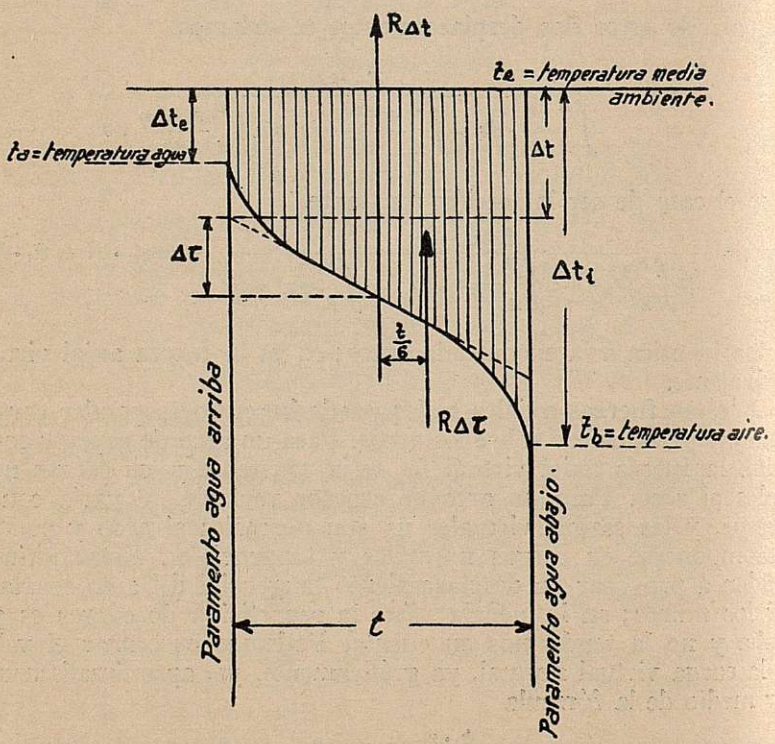


Fig. 895

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y las ménsulas. El cálculo de la repartición se realiza de la misma manera que en el caso del agua.

El diagrama de las cargas p_t se divide en dos partes: p'_t y $(p_t - p'_t)$. Las primeras dan las deformaciones de las ménsulas, y las segundas, las de los arcos.

Temperatura distinta en los dos paramentos.—El descenso de temperatura, no siendo uniforme, las fibras se acortan diferentemente en el trasdós que en el intradós del arco. La fuerza virtual R_t no es axial (fig. 895).

Este diagrama de deformación está en contradicción con la hipótesis de Navier. El acortamiento diferente de unas fibras con respecto a otras producirá un trabajo secundario de deslizamiento paralelo a las fibras.

Este diagrama puede reemplazarse, si se prescinde de las zonas exteriores sensibles a las variaciones diarias, por un trapecio medio. Este trapecio en un rectángulo de altura Δt y un triángulo de altura $2\Delta\tau$, correspondiente a un $R_{\Delta\tau}$. Esta segunda fuerza excéntrica se reemplaza por una axial $R_{\Delta\tau}$ y un momento $M = R_{\Delta\tau} \cdot \frac{t}{6}$

Vamos a examinar la influencia de esta excentricidad sobre la magnitud hiperestática. Sabemos que

$$\Delta X_\tau = -\frac{\delta_{x\tau}}{\delta_{xx}}$$

el denominador es el mismo que antes, y el valor del numerador será ahora

$$\delta_{x\tau} = \varepsilon \int \cos\varphi \cdot \Delta\tau \cdot ds + \int \frac{M_{\Delta\tau}}{IE} y_m ds$$

Si el espesor t es constante, el segundo término es nulo, pues la suma $y_m ds$ es nula. Si el espesor es variable, el segundo término es diferente de cero, pero muy pequeño con respecto al primero; de modo que puede despreciarse. Es del orden del 1 al 2 por 100 del primero.

$\delta_{x\tau}$ se reduce a $\varepsilon \cdot \Delta\tau \cdot l$, como en el caso de una variación de temperatura uniforme. Resulta, pues,

$$\Delta X_t = K(R_{\Delta t} + R_{\Delta\tau})$$

en el caso de espesor constante.

Las cargas serán:

Por ΔX_t

$$\sigma_1 = \pm \frac{\Delta X_t \cdot y}{W}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por la excentricidad,

$$\sigma_2 = \pm \frac{R_{\Delta\tau} \frac{t}{6}}{W} = E \cdot \varepsilon \cdot \Delta\tau$$

siendo W el módulo resistente $W = \frac{t^2}{6}$ e y la ordenada de la fibra media con respecto a los ejes que pasan por el centro de inercia.

El descenso desigual de temperatura en los dos paramentos se manifiesta con una fuerza axial

$$R_{\Delta t + \Delta\tau} = E \cdot \varepsilon \cdot w \cdot (\Delta t + \Delta\tau)$$

y por un momento

$$R_{\Delta\tau} \cdot \frac{t}{6}$$

el problema de la repartición de empujes es más complicado que en el primer caso. Sin embargo, ya que las hipótesis sobre la variación de temperatura son más o menos arbitrarias, es inútil seguir con demasiada exactitud. Se puede admitir para el segundo caso la misma repartición de empujes que en el primero. Las cargas de trabajo en los arcos se componen de las debidas a $R_{\Delta t + \Delta\tau}$, de las que produce la excentricidad de $R_{\Delta\tau}$ y de las del agua.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XLVII

CALCULO DE LAS PRESAS DE BOVEDAS MULTIPLES

Vamos a esbozar el cálculo de este tipo de presas, estudiando cada uno de los elementos de que constan: pantalla, contrafuertes y arriostrado.

Pantalla.

Pantalla plana. Consideremos (fig. 896 *a*) una zona de 1 m de ancho, luz l en metros y espesor t a la profundidad h bajo el nivel del embalse. El momento flector, por la acción del agua, en el punto

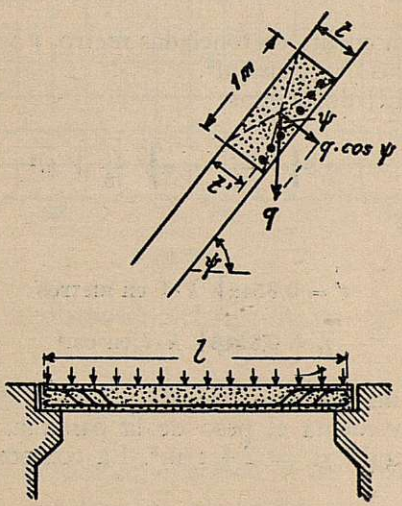


Fig. 896 *a*

medio será

$$M = \frac{\gamma h l^2}{8} \qquad [1]$$

siendo γ el peso específico del agua.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si llamamos t' al canto o distancia del paramento agua arriba al eje de las armaduras, en piezas sometidas a flexión simple con ancho unidad,

$$t' = \alpha\sqrt{M} \qquad [2]$$

y la sección de hierro con armadura asimétrica será

$$f_e = \beta\sqrt{M} \qquad [3]$$

Para la carga del hierro $\sigma_e = 1000$ kg/cm² y relación de coeficientes de elasticidad $\frac{E_{\text{hierro}}}{E_{\text{hormigón}}} = 15$, en función de la carga de trabajo del hormigón σ_b, podemos encontrar α, β y $\frac{x}{t'}$, relación de la profundidad de la fibra neutra al canto; tendremos:

$\sigma_e = 1\,000$ kg/cm²

σ_b =	20	25	30	35	40	kg/cm²
α =	0,217	0,180	0,155	0,137	0,123	
β =	5	6,13	7,21	8,25	9,26	
$\frac{x}{t'}$ =	0,231	0,273	0,31	0,34	0,375	

Poniendo el momento en toneladas metro, t' viene con estos coeficientes en metros, y f_e en cm².

De la [1] y [2] deducimos

$$t' = \alpha\sqrt{\frac{\gamma h l^2}{8}} = \alpha\sqrt{\frac{\gamma}{8}}\sqrt{hl^2}$$

para $\gamma = 1$ t/m³,

$$t' = 0{,}354\alpha\sqrt{h \cdot l} \text{ en metros} \qquad [2']$$

$$f_e = 0{,}354\beta\sqrt{h \cdot l} \text{ en cm}^2 \qquad [3']$$

estando h y l en metros.

Tengamos en cuenta el peso de la pantalla. Este, por metro, es $q = \gamma_1 \cdot t$, siendo $\gamma_1 = 2{,}4$ t/m³. La componente normal es

$$q \cos \psi = \gamma_1 \cdot t \cdot \cos \psi$$

Y si llamamos $\gamma'_1 = \gamma_1 \cos \psi$, tendremos que el momento máximo producido por el agua y el peso propio será

$$M = \frac{1}{8}(\gamma'_1 t + \gamma h) l^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

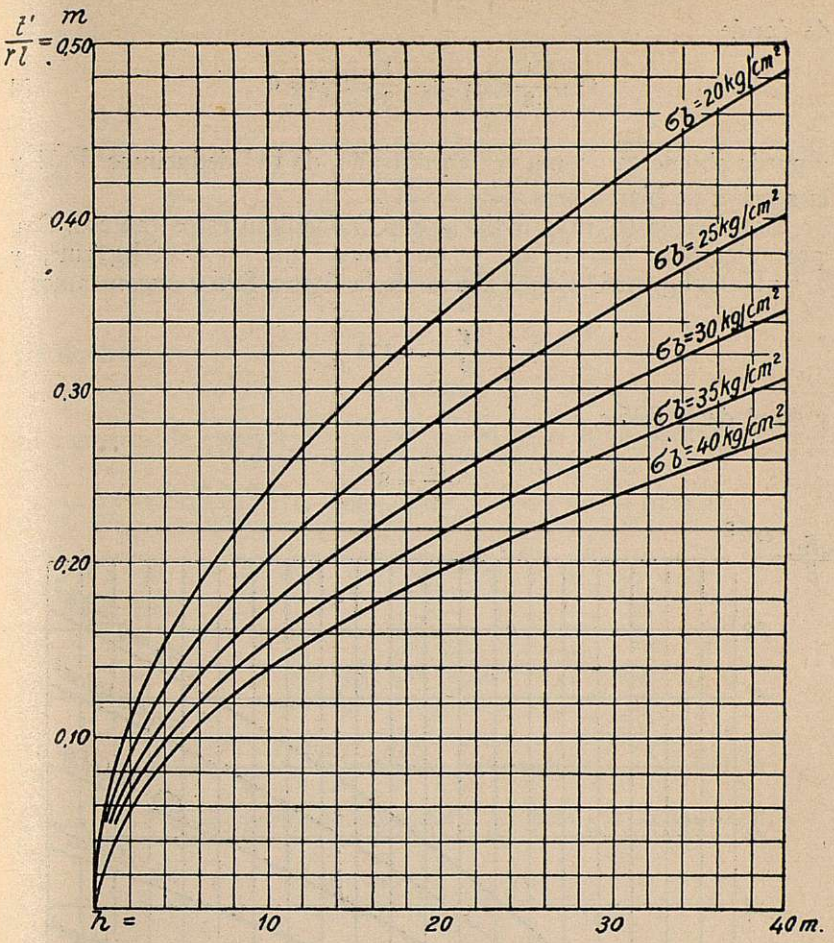


Fig. 896 *b*

como $t = t' + s$ (s distancia del eje de las armaduras al paramento).

$$\sqrt{M} = \frac{1}{\sqrt{8}}\, l \sqrt{\gamma'_1 t' + \gamma'_1 s + \gamma h}$$

Y como $\gamma'_1 s$ puede despreciarse al lado de los otros términos,

$$\sqrt{M} = \frac{1}{\sqrt{8}}\, l \sqrt{\gamma'_1 t' + \gamma h} \qquad [4]$$

el valor de t' de [2] será

$$t' = \alpha \sqrt{M} = \frac{1}{\sqrt{8}}\, \alpha l \sqrt{\gamma'_1 t' + \gamma h}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

de donde

$$t'^2 - \frac{1}{8}\alpha^2 l^2 \gamma'_1 t' - \frac{1}{8}\alpha^2 l^2 \gamma h = 0 \qquad [5]$$

y puede obtenerse t'; una vez encontrado, de [4] deducimos $\sqrt{M}$ y la sección de hierro será $f_e = \beta\sqrt{M}$.

Los ábacos (figuras 896 *b* y 896 *c*) facilitan estos tanteos. Sea, por ejemplo, $h = 10$ m, y queremos que $\sigma_b = 30$ kg/cm², y $\sigma_e = 1000$ kg/cm². En el ábaco de la figura 896 *b* encontramos

$$\frac{t'}{l} = 0{,}175$$

y en el de la 896 *c*,

$$\frac{f_e}{l} = 8$$

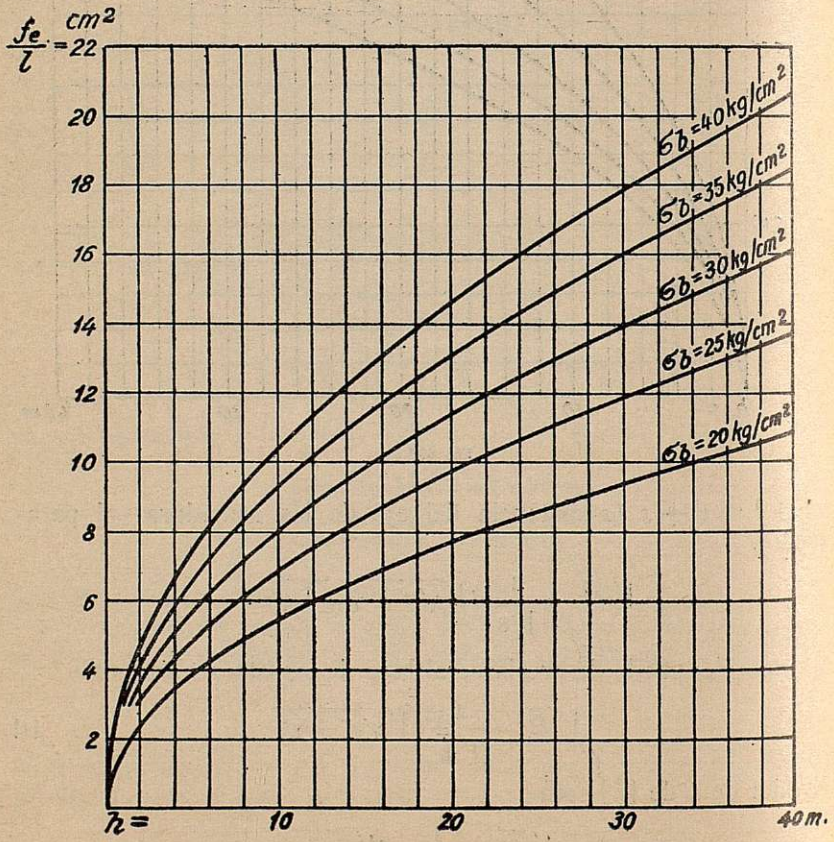


Fig. 896 *c*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Si la luz es de 5 m,

$$t' = 5 \cdot 0{,}175 = 0{,}875 \text{ m}$$
$$f_e = 5 \cdot 8 = 40 \text{ cm}^2$$

que equivalen a 10 redondos de 23 mm de diámetro por metro lineal.

Si $\psi = 53^o$, $\cos \psi = 0{,}6$ y $\gamma'_1 = \gamma_1 \cos \psi = 2{,}4 \cdot 0{,}6 = 1{,}44$ t/m³. En la tabla encontramos $\alpha = 0{,}155$, y de la fórmula [5],

$$t'^2 - \frac{1}{8}\overline{0{,}155^2} \cdot \overline{5^2} \cdot 1{,}44 \cdot t' - \frac{1}{8}\overline{0{,}155^2} \cdot \overline{5^2} \cdot 1 \cdot 10 = 0$$

De donde

$$t' = 0{,}92$$

El aumento de espesor, al considerar el peso de la pantalla, es

$$\frac{0{,}92 - 0{,}87}{0{,}92} \cdot 100 = 5{,}4\ \% \qquad \text{con} \qquad s = 3 \text{ cm}$$

$$t = 0{,}95 \text{ cm}.$$

De la [4],

$$\sqrt{M} = \frac{1}{\sqrt{8}} 5 \sqrt{1{,}44 \cdot 0{,}92 + 1 \cdot 10} = 5{,}94$$

$f_e = 7{,}21 \times 5{,}94 = 42{,}82$ cm² equivalentes a 8 redondos de 26 mm, o 10 redondos de 24 mm

El aumento de armado, al considerar el peso de la pantalla, es

$$\frac{42{,}82 - 40}{42{,}82} \cdot 100 = 6{,}6\ \%$$

Ménsulas de apoyo.—La reacción en el apoyo es

$$A = \frac{pl}{2} = \frac{l}{2}(\gamma h + \gamma'_1 t)$$

y siendo (fig. 897)

$$e = \frac{2}{3}a$$

Si se toma

$$a = \frac{t}{2} \qquad e = \frac{t}{3}$$

el momento será

$$M = A \cdot e = \frac{l}{2}(\gamma h + \gamma'_1 t)\frac{2}{3}a = \frac{la}{3}(\gamma h + \gamma'_1 t)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

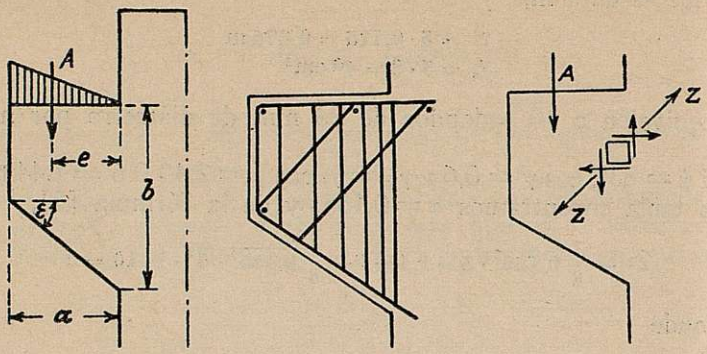


Fig. 897

El canto será $b' = \alpha\sqrt{M}$, y el armado, $f_e = \beta\sqrt{M}$.

El brazo de palanca del trabajo interior es $z = b' - \frac{x}{3}$, siendo x la profundidad de la fibra neutra; y el esfuerzo tangencial, como el ancho es de 1 m, será

$$\tau_0 = \frac{A - \frac{M}{b}\operatorname{tg}\varepsilon}{z}$$

que estando b y z en metros, A en toneladas y M en toneladas-metro, viene en toneladas/metro cuadrado.

Si τ_0 es menor que 40 t/m², no necesita armarse. Si ε crece τ_0, puede ser negativo. La figura 897 indica el armado para τ_0 positivo.

Pantalla curva.—Se estudia una sección de la bóveda de 1 metro de anchura entre dos secciones normales a las generatrices, y hay que tener en cuenta en su cálculo:

1.° La componente del peso propio normal a la inclinación, pues puede prescindirse de la componente según la dirección, cuyo efecto es favorable a la estabilidad del anillo.

2.° Presión hidrostática creciente de la clave a arranques. Podemos dividir ésta en dos partes: una, constante de cota, la de la clave del anillo, y otra variable desde cero en la clave a una carga en los arranques igual a la diferencia de cotas entre la clave y arranques.

3.° Variación térmica.

En el capítulo XLV, al estudiar el arco elástico, hemos desarrollado y sintetizado el cálculo del mismo para la presión del agua uniforme y constante y para el efecto de temperatura; vamos, pues, a estudiar sólo la acción de la carga variable de agua y del peso propio en el arco de espesor constante.

Acción de la carga variable del agua.—Sea figura 898 *a*. La

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

carga p variable vale

$$p = p_o \frac{y}{h_o} = p_o \frac{z}{f_e} \qquad p_o = \gamma h_o$$

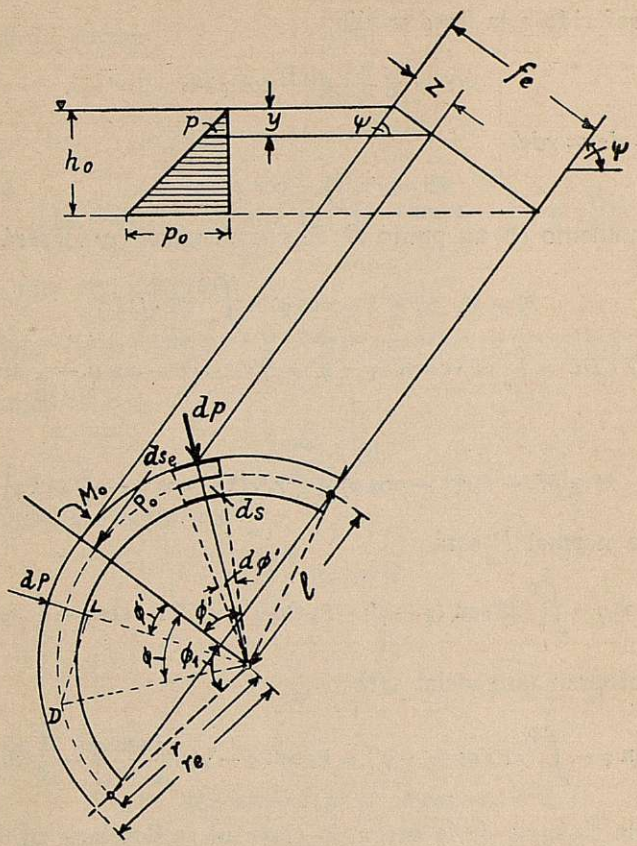


Fig. 898 *a*

y como

$$f_e = \frac{h_o}{\cos \psi} \qquad \text{y} \qquad z = r_e - r_e \cos \varphi' = r_e(1 - \cos \varphi')$$

tendremos

$$p = p_o \frac{r_e(1 - \cos \varphi')}{h_o} \cos \psi = r_e(1 - \cos \varphi')\gamma \cos \psi$$

Y llamando $\gamma \cos \psi = \gamma'$

$$p = \gamma' \cdot r_e(1 - \cos \varphi')$$

$$dP = p ds_e = \gamma' r_e(1 - \cos \varphi') ds_e$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

pero

$$\frac{ds_e}{ds} = \frac{r_e}{r} \qquad \text{y} \qquad ds_e = \frac{r_e}{r} ds$$

Luego, referido a la línea media,

$$dP = \gamma' \frac{r_e^2}{r} (1 - \cos \varphi') ds$$

y como $ds = r d\varphi'$

$$dP = \gamma' r_e^2 (1 - \cos \varphi') d\varphi'$$

El momento en un punto D de coordenadas (r, φ) será

$$M = M_o - P_o r(1 - \cos \varphi) + \int_o^{\varphi} dP \cdot DL$$

$$\int_o^{\varphi} dP \cdot DL = \int_o^{\varphi} dP \cdot r \operatorname{sen} (\varphi - \varphi') = \gamma' r_e^2 \cdot r \left(1 - \cos \varphi - \frac{\varphi}{2} \operatorname{sen} \varphi\right)$$

luego

$$M = M_o - P_o r(1 - \cos \varphi) + \gamma' r_e^2 r \left(1 - \cos \varphi - \frac{\varphi}{2} \operatorname{sen} \varphi\right) \qquad [6]$$

La carga normal P será

$$P = P_o \cos \varphi + \int_o^{\varphi} dP \operatorname{sen} (\varphi - \varphi') = P_o \cos \varphi + \gamma' r_e^2 \left(1 - \cos \varphi - \frac{\varphi}{2} \operatorname{sen} \varphi\right) \qquad [7]$$

El esfuerzo tangencial será

$$S = P_o \operatorname{sen} \varphi - \int_o^{\varphi} dP \cos (\varphi - \varphi') = P_o \operatorname{sen} \varphi - \gamma' r_e^2 \left(\frac{\operatorname{sen} \varphi}{2} - \frac{\varphi}{2} \cos \varphi\right) \qquad [8]$$

Por la simetría de la carga, la clave ni se desplaza en el sentido de P_0, ni gira, y, además, en ella $S = 0$; luego aplicando el teorema de Castigliano y expresando que son nulos estos dos desplazamientos, tendremos un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas para deducir P_0 y M_0 en la clave

$$\frac{dL}{dM_o} = 0 = r \int_o^{\varphi_1} \frac{M}{EI} \frac{dM}{dM_o} d\varphi + \int_o^{\varphi_1} \frac{P}{Ew} \frac{dP}{dM_o} d\varphi$$

$$\frac{dL}{dP_o} = 0 = r \int_o^{\varphi_1} \frac{M}{EI} \frac{dM}{dP_o} + \int_o^{\varphi_1} \frac{P}{Ew} \frac{dP}{dP_o} d\varphi$$

Por las ecuaciones [6] y [7],

$$\frac{dM}{dM_o} = 1 \qquad \frac{dM}{dP_o} = -r(1 - \cos \varphi) \qquad \frac{dP}{dM_o} = 0 \qquad \frac{dP}{dP_o} = \cos \varphi$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y la primera

$$\frac{dL}{dM_o} = 0$$

queda de la forma

$$\int_o^{\varphi_1} M d\varphi = 0$$

que es

$$\int_o^{\varphi_1} \left(M_o - P_o r(1 - \cos\varphi) + \gamma' r_e^2 r \left(1 - \cos\varphi - \frac{\varphi}{2}\operatorname{sen}\varphi\right)\right) d\varphi = 0$$

que da, una vez integrada,

$$M_o\varphi_1 - P_o r(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1) + \gamma' r_e^2 r\left(\varphi_1 - \frac{3}{2}\operatorname{sen}\varphi_1 + \frac{1}{2}\varphi_1\cos\varphi_1\right) = 0 \quad [9]$$

La segunda es

$$\frac{dL}{dP_o} = 0$$

Y teniendo en cuenta que

$$\int_o^{\varphi_1} M d\varphi = 0$$

y que

$$\frac{I}{w} = K^2$$

queda de la forma

$$r\int_o^{\varphi_1} M\cos\varphi d\varphi + K^2\int_o^{\varphi_1} P\cos\varphi d\varphi = 0$$

que integrada da

$$\begin{aligned} &M_o r\operatorname{sen}\varphi_1 - P_o r^2\left(\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{2} - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1}{2}\right) + \\ &+ \gamma' r_e^2 r^2\left(-\frac{3\varphi_1}{8} + \operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1\operatorname{sen}^2\varphi_1}{4} - 5\frac{\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1}{8}\right) + \\ &+ P_o K^2\left(\frac{\varphi_1}{2} + \frac{\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1}{2}\right) + \\ &+ \gamma' r_e^2 K^2\left(-\frac{3\varphi_1}{8} + \operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1\operatorname{sen}^2\varphi_1}{4} - 5\frac{\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1}{8}\right) = 0 \end{aligned} \quad [10]$$

Multiplicando la [10] por φ_1, la [9] por r sen φ_1; restando de la [9] la [10]; multiplicando después por $\frac{2}{r^2\cdot\varphi_1}$ y eliminando P_0,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

queda llamando

$$A = \left(3\frac{\operatorname{sen}^2\varphi_1}{\varphi_1} - \frac{3}{4}\varphi_1 - \frac{\varphi_1 \operatorname{sen}^2\varphi_1}{2} - \frac{9}{4}\operatorname{sen}\varphi_1 \cos\varphi_1\right)$$

$$P_o = \gamma' r_e^2 \frac{A + \frac{K^2}{r^2}\left(\frac{3}{4}\varphi_1 - 2\operatorname{sen}\varphi_1 + \frac{\varphi_1 \operatorname{sen}^2\varphi_1}{2} + \frac{5}{4}\operatorname{sen}\varphi_1 \cos\varphi_1\right)}{2\frac{\operatorname{sen}^2\varphi_1}{\varphi_1} - (\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1 \cos\varphi_1) + \frac{K^2}{r^2}(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1 \cos\varphi_1)}$$

Y llamando D a la fracción, resulta

$$P_o = \gamma' r_e^2 \cdot D$$

pero

$$r_e = r + \frac{t}{2} = \frac{l}{\operatorname{sen}\varphi_1} + \frac{\nu l}{2} = \nu l\left(\frac{1}{\nu \operatorname{sen}\varphi_1} + \frac{1}{2}\right) = \nu \cdot l \cdot \lambda$$

siendo l la semiluz, t el espesor constante, $t = \nu l$ y $\lambda = \left(\frac{1}{\nu \operatorname{sen}\varphi_1} + \frac{1}{2}\right)$ tendremos

$$P_o = \gamma'(\nu\lambda)^2 \cdot l^2 \cdot D = \gamma' l^2 \cdot D_1$$

llamando $D_1 = \nu^2\lambda^2 D$, de donde

$$D_1 = \frac{P_o}{\gamma' l^2}$$

y este valor, en función de φ_1 y $\nu = \frac{t}{l}$, lo da el ábaco (fig. 898 *b*).

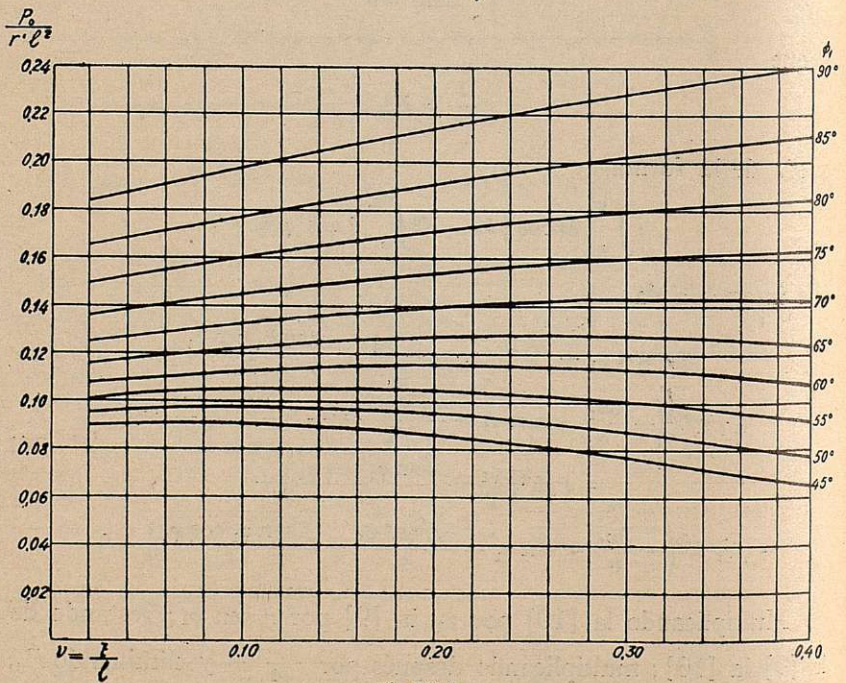


Fig. 898 *b*

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Hallado P_0, la [9] da M_0, y las [6], [7] y [8], los valores de M, P y S en cualquier punto del arco.

Acción del peso propio.—Sea la figura 899 *a*, el valor de la carga dP será

$$dP = 1 \cdot t \cdot \gamma \cdot \cos\psi \cdot ds$$

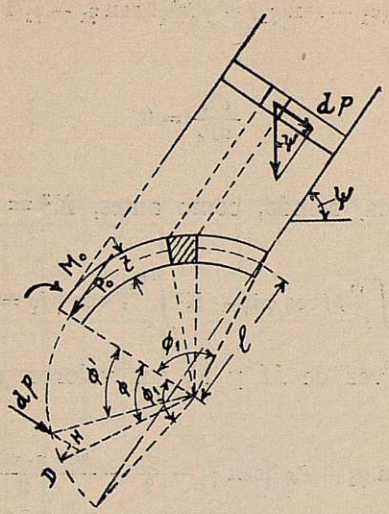


Fig. 899 *a*

Por la simetría de la carga en la clave, el esfuerzo cortante es cero; existe sólo un momento flector M_0 y una carga normal P_0. Considerando sólo un semiarco, y sustituyendo la acción del suprimido por M_0 y P_0, podemos hallar el valor de M, P y S en un punto cualquiera D del arco.

$$M = M_o - P_o r(1 - \cos\varphi) + \int_o^\varphi dP \cdot DH$$

$$\int_o^\varphi dP \cdot DH = t\gamma' r^2(\varphi \operatorname{sen}\varphi + \cos\varphi - 1) \qquad \text{siendo} \qquad \gamma' = \gamma\cos\psi$$

luego

$$M = M_o - P_o r(1 - \cos\varphi) + t\gamma' r^2(\varphi \operatorname{sen}\varphi + \cos\varphi - 1) \qquad [11]$$

$$P = P_o \cos\varphi + \gamma' t r \varphi_1 \operatorname{sen}\varphi \qquad [12]$$

$$S = P_o \operatorname{sen}\varphi - \gamma' t r \varphi \cos\varphi \qquad [13]$$

Aplicando el teorema de Castigliano, dada la nulidad del giro y desplazamiento en la dirección de P_0 de la clave, la primera ecuación

$$\frac{dL}{dM_o} = 0$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

queda de la forma

$$\int_o^{\varphi_1} M d\varphi = 0$$

sustituyendo, en vez de M, su valor, e integrando, queda

$$M_o\varphi_1 - P_o r(\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1) + \gamma' t r^2\left(2\operatorname{sen}\varphi_1 - \varphi_1(1+\cos\varphi_1)\right) = 0 \quad [14]$$

La segunda

$$\frac{dL}{dP_o} = 0$$

queda de la forma, siendo, como antes, $K^2 = \frac{I}{\omega}$.

$$r\int_o^{\varphi_1} M\cos\varphi d\varphi + K^2\int_o^{\varphi_1} P\cos\varphi d\varphi = 0$$

sustituyendo, en vez de M y P, sus valores, e integrando, tendremos

$$\begin{aligned} &M_o r\operatorname{sen}\varphi_1 - P_o r^2\left(\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{2} - \frac{\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1}{2}\right) + \\ &+ \gamma' t r^3\left(\frac{\varphi_1}{4} + \frac{3}{4}\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1 - \operatorname{sen}\varphi_1 + \frac{\varphi_1\operatorname{sen}^2\varphi_1}{2}\right) + \\ &+ \frac{P_o K^2}{2}(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1) + \\ &+ \frac{K^2\gamma' t r}{2}\left(-\frac{\varphi'}{2} + \varphi_1\operatorname{sen}^2\varphi_1 + \frac{\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1}{2}\right) = 0 \end{aligned} \quad [15]$$

Multiplicando la [15] por φ_1, la [14] por r sen φ_1; restando de ésta aquélla; multiplicando después por $\frac{2}{r^2\varphi_1}$, y eliminando P_o, tendremos, llamando

$$A = \frac{\varphi_1}{2} + \frac{7}{2}\operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1 - \frac{4\operatorname{sen}^2\varphi_1}{\varphi_1} + \varphi_1\operatorname{sen}^2\varphi_1$$

$$P_o = \gamma' t\cdot r\,\frac{A + \frac{K^2}{2r^2}(-\varphi_1 + 2\varphi_1\operatorname{sen}^2\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1)}{\frac{2\operatorname{sen}^2\varphi_1}{\varphi_1} - (\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1) - \frac{K^2}{r^2}(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1)}$$

Y llamando a la fracción D resulta

$$P_o = \gamma' t\cdot r\cdot D$$

Multiplicando y dividiendo por sen φ_1, y sabiendo que r sen $\varphi_1 = l$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

semiluz y $t = vl$

$$P_o = \gamma' \cdot \nu \cdot l \cdot \frac{r \operatorname{sen} \varphi_1}{\operatorname{sen} \varphi_1} \cdot D = \gamma' l^2 \frac{\nu}{\operatorname{sen} \varphi_1} D = \gamma' l^2 \cdot D_1$$

siendo

$$D_1 = \frac{\nu D}{\operatorname{sen} \varphi_1}$$

El valor de

$$D_1 = \frac{P_o}{\gamma' l^2}$$

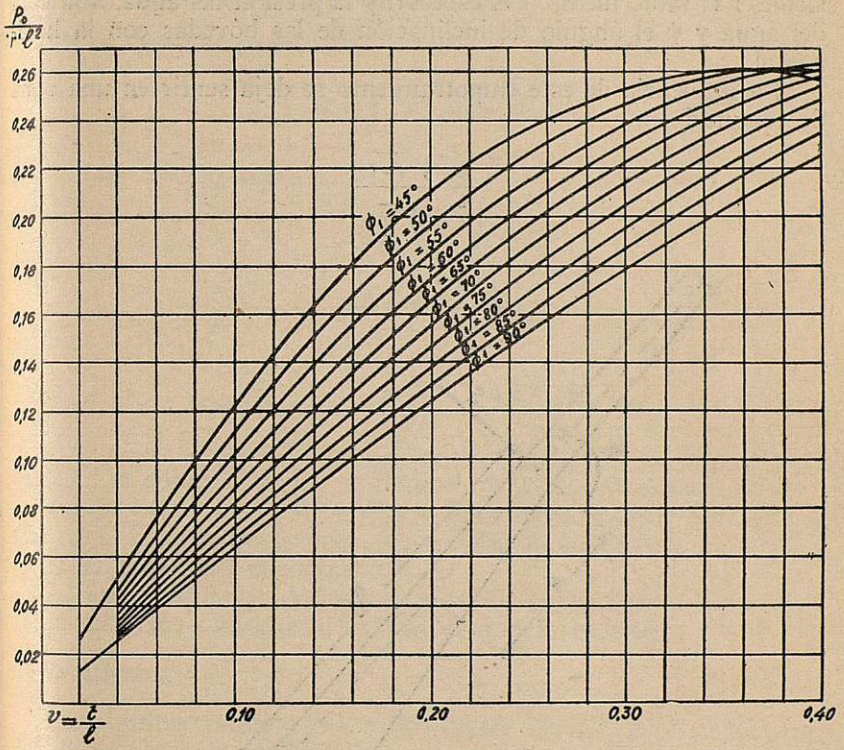


Fig. 899 *b*

lo da el ábaco (fig. 899 *b*). Obtenida P_0, se halla M_0 por la [14], y los valores M, P y S en un punto cualquiera por las [11], [12] y [13].

Arcos de espesor variable.—Puede abordarse su cálculo analítico siguiendo paso a paso el mismo proceso seguido para los de espesor constante, poniendo sólo en vez de I y w las expresiones de variación de las dos, como ya indicamos al final del capítulo XLV.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Alteración del régimen de flexión producida por el empotramiento de la cimentación.—Puede sólo calcularse aproximadamente esta alteración, y cabe hacerlo por analogía con los depósitos cilíndricos empotrados en el fondo, y en ese caso el momento máximo se produce en el fondo y vale. (Peña: *Mecánica Elástica,* páginas 180 y 389.)

$$M = \frac{rtp}{2\sqrt{3}} \left(1 - \operatorname{sen} \psi \frac{\sqrt{rt}}{h\sqrt[4]{3}} \right)$$

siendo r el radio medio, t el espesor, p la presión del agua, h la cota del agua y ψ el ángulo de inclinación de las bóvedas con la horizontal.

La influencia de este empotramiento se deja sentir en una zona de longitud

$$\frac{\pi}{4} \frac{\sqrt{r \cdot t}}{\sqrt[4]{3}}$$

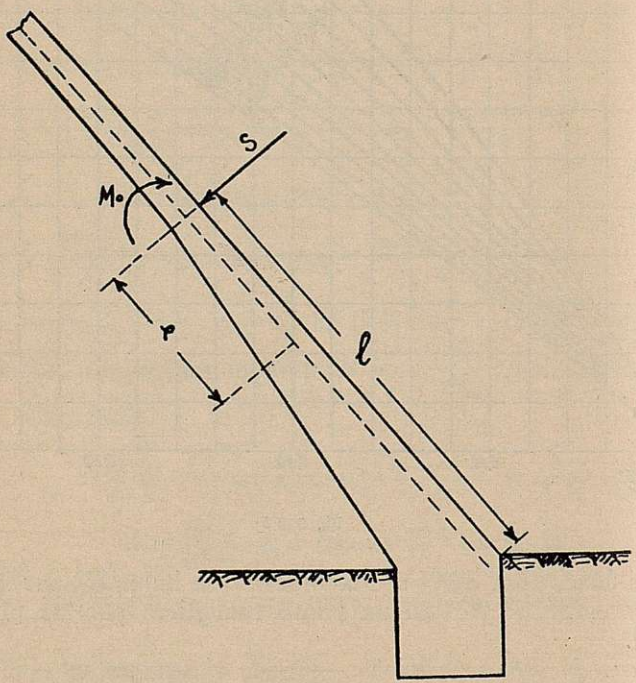


Fig. 900

Puede también calcularse, como en la presa de Vöhrenbach (*Energia Elettrica,* 1926, pág. 557), hallando la flexión en la

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

clave y obteniendo el valor del momento M y el esfuerzo cortante S que produzca este desplazamiento y un giro nulo; es decir, que la tangente en el punto en donde ya no se deja sentir la influencia del empotramiento de la base es paralela al eje del arco (figura 900).

$$M = S \cdot x - M_o$$

El desplazamiento de la clave ε será

$$\varepsilon = \int_o^l \frac{M}{EI} x dx$$

y el giro, suponiéndolo nulo,

$$\alpha = \int_o^l \frac{M}{EI} dx = 0$$

de donde deduciremos

$$S = \varepsilon \frac{EI}{l^3} \cdot 12$$

$$M_o = \varepsilon \frac{EI}{l^2} \cdot 6$$

y

$$M = 12\varepsilon \frac{EI}{l^3} x - 6\varepsilon \frac{EI}{l^2} = \frac{6\varepsilon EI}{l^2} \left(\frac{2x}{l} - 1 \right)$$

siendo l la zona en la que se deja sentir el empotramiento.

La hipótesis hecha de que $\alpha = 0$ es muy desfavorable, por lo que en el cálculo de la presa de Vöhrenbach se toma para valor de M la mitad del encontrado.

El empotramiento de los arcos en los contrafuertes debe realizarse de modo a obtenerlo lo más verdadero posible.

Contrafuertes.

El régimen estático del contrafuerte no difiere esencialmente del de la presa de gravedad.

Está solicitado por su peso propio, por la componente (normal a la inclinación del paramento de agua arriba) del peso propio de las bóvedas, y, a embalse lleno, por la presión hidrostática en una zona de ancho igual a la separación entre ejes de las bóvedas.

Se proyecta de espesor creciente con la profundidad y paramentos agua arriba y agua abajo rectilíneos inclinados; en las zonas altas, caso de ser el ancho del contrafuerte pequeño, se ensancha con objeto de realizar un buen acuerdo con las dos bóvedas que en él intestan.

Puede encontrarse la densidad de un líquido virtual que, actuan-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

do sobre el ancho del contrafuerte, ejerza una presión idéntica a la producida por el agua en la zona de ancho igual a la separación entre ejes de bóvedas, más la componente normal a la inclinación del peso propio de las mismas. El cálculo del contrafuerte puede abordarse por el método de Pigeaud, con sólo sustituir la densidad del agua por la virtual encontrada.

Si se quiere calcular por hiladas horizontales se determinará en cada una de ellas la resultante, del peso propio del contrafuerte, componente normal del peso de las semibóvedas que intestan en él, y a embalse lleno, además, la presión hidrostática. Las dos primeras son fáciles de encontrar. Vamos a hallar la de la presión hidrostática.

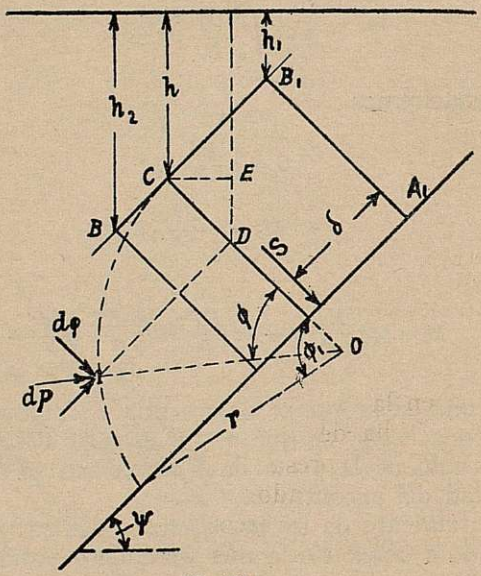


Fig. 901

Sea (fig. 901) AA_1 el perfil del paramento de agua arriba de la zona o faja del contrafuerte considerada; ABB_1A_1 la proyección del trasdós de una de las semibóvedas que intestan en el contrafuerte.

La presión elemental ejercida en el elemento de dimensiones $rd\varphi$ y la unidad es

$$dp = (h + ED)rd\varphi$$

pero

$$ED = CD \cdot \cos \psi \qquad \text{y} \qquad CD = r(1 - \cos \varphi)$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luego

$$dp = \left(h + r(1 - \cos\varphi)\cos\psi\right) r d\varphi$$

la componente normal de esta presión es

$$dq = \left(h + r(1 - \cos\varphi)\cos\psi\right)\cos\varphi \cdot r d\varphi$$

y la total en el anillo de ancho unidad

$$q = 2r\int_0^{\varphi_1}\left(h + r(1 - \cos\varphi)\cos\psi\right)\cos\varphi d\varphi =$$

$$= 2r\left[(h + r\cos\psi)\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{r\cos\psi}{2}(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1)\right]$$

Si en vez del ancho unidad suponemos un ancho ds,

$$qds = 2r\left[(h + r\cos\psi)\operatorname{sen}\varphi_1 - \frac{r\cos\psi}{2}(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1)\right]ds$$

y como

$$ds = \frac{dh}{\operatorname{sen}\psi}$$

el empuje total del agua transmitido por las dos semibóvedas en la zona considerada será

$$S = \frac{1}{\operatorname{sen}\psi}\int_{h_1}^{h_2}\left[2r(h + r\cos\psi)\operatorname{sen}\varphi_1 - r^2\cos\psi(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1)\right]dh$$

$$S = r\frac{h_2 - h_1}{\operatorname{sen}\psi}\operatorname{sen}\varphi_1\left[h_1 + h_2 + r\cos\psi\left(2 - \cos\varphi_1 - \frac{\varphi_1}{\operatorname{sen}\varphi_1}\right)\right]$$

La distancia δ de la resultante S al punto A_1 será

$$\delta = \frac{1}{S\operatorname{sen}^2\psi}\int_{h_1}^{h_2}\left[2r(h + r\cos\psi)\operatorname{sen}\varphi_1 - r^2\cos\psi(\varphi_1 + \operatorname{sen}\varphi_1\cos\varphi_1)\right](h - h_1)dh$$

$$\delta = \frac{r\operatorname{sen}\varphi_1}{3S}\frac{h_2 - h_1}{\operatorname{sen}^2\psi}\left[2h^2{}_2 - h^2{}_1 - h_1h_2 + 3(h_2 - h_1)r\cos\psi\left(1 - \frac{\varphi_1}{2\operatorname{sen}\varphi_1} - \frac{\cos\varphi_1}{2}\right)\right]$$

Habrá que añadir a éste el que se realiza en el ancho del contrafuerte.

Arriostramiento.

Pudiera temerse que, por el efecto de compresiones originadas en el contrafuerte, según las isostáticas de compresión, y por el relativamente pequeño grueso, se produjera el pandeo. Considerar las fibras comprendidas entre dos isostáticas (figura 902), aplicando a cada una, por ejemplo, la AB, la fór-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

mula del pandeo, es incurrir, evidentemente, en exageración, puesto que dicha fibra no está libre lateralmente, ni en sus extremos tampoco. Las máximas cargas de compresión tienen siempre valores moderados, y aun para cargas de 40 a 45 kg/cm² no se debe considerar el pandeo más que cuando la esbeltez (relación entre la longitud y el mínimo lado) sea superior a 14 ó 12; de modo que para presas de este tipo, cuya altura no exceda de 30

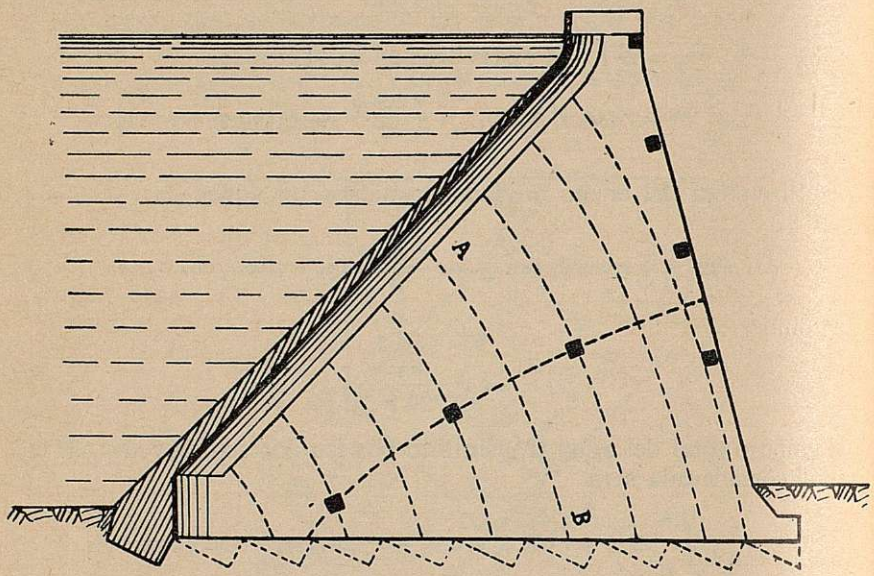


Fig. 902

ó 35 m, no será preciso arriostrar los contrafuertes (aun cuando siempre sea conveniente).

Se ha indicado ya en el capítulo XXXVI la tendencia hacia los contrafuertes robustos, que hacen innecesario el arriostrado. Difícilmente puede sacarse una norma para proyectar el arriostramiento de la observación de las presas ya construídas; reina en él, en disposición, forma y número, la mayor anarquía.

Cabe indicar, como orientación constructiva, la conveniencia de disponer tres o cuatro riostras en el paramento de agua abajo, y una o dos líneas intermedias (según la altura), como indica la figura 902.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CAPITULO XLVIII

SEDIMENTACION EN LOS EMBALSES

En épocas de crecidas los ríos erosionan y arrastran materiales sólidos que luego depositan en su curso cuando, por la disminución de velocidad determinada, o por disminución de caudal, o de pendiente, o aumento de la sección mojada o del radio hidráulico o de rugosidad, no tiene el agua energía cinética bastante para manter en suspensión y arrastrar el material sólido que antes ha erosionado.

Al atajar una corriente con una presa de embalse se forma un verdadero depósito de sedimentación, y al ingresar en él el caudal afluente, en la cola del pantano se depositarán los materiales más gruesos, y los más menudos irán sedimentándose sucesivamente por tamaños, llegando hasta la presa el agua con el limo que preferentemente se depositará cerca de ella.

La presa, pues, constituye una barrera a la marcha de los aluviones que quedan detenidos en el embalse, dándose el caso de que agua abajo de aquélla, en que la erosión y arrastre continúa por el agua que sale del pantano, el cauce se ahonda porque los aluviones arrastrados no quedan sustituídos por los que antes de construir la presa se sedimentaban procedentes de agua arriba, al disminuir con el caudal la velocidad de las aguas.

Esta inevitable sedimentación en los embalses plantea el problema de la disminución progresiva de su capacidad, y el temor de que con el transcurso de los años su eficacia quede anulada o muy disminuída.

Este fenómeno tiene importancia diferente según las características de las cuencas afluentes. Cuando ésta es de terrenos primitivos, en los que la erosión es escasa, las aguas de escorrentía son limpias y apenas determinan sedimentación; pero en cuencas de terrenos más sueltos, de fuertes pendientes y escasos en especies arbóreas, que con su raigambre fortalecen el terreno y disminuyen la velocidad de las aguas y con ello la erosión, ésta es abundante, los arrastres considerables y la sedimentación en los embalses de gran importancia.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Al tratar de los depósitos de sedimentación ya hemos dicho que en tramos superiores de los ríos, en crecidas, puede llegar el material sólido arrastrado al 4 ó 5 por 100 del volumen del agua. Es frecuente que en riadas llegue al 1 por 100, y en aguas medias al 1 ó 2 por 1 000.

En el río Colorado (E. U.) se calcula que los sedimentos anuales serán del orden de 164 millones de metros cúbicos, que representa, para una cuenca de 650 000 kilómetros cuadrados, un volumen específico de sedimentos de 250 m^3 por año y kilómetro cuadrado, y un volumen de 5 por 1 000 de sedimentos en relación con el agua afluente. (*Eng. News-Record,* 6 febrero 1930, página 249.)

En el río Grande (E. U.), en diez y seis meses se ha encontrado una media del 1,16 por 100 de materia sólida en suspensión, y durante varios meses las medias superan al 10 por 100, no habiéndose podido medir la cuantía de la arena y grava que son arrastradas por el fondo. (*Hydroelectric Handbook,* de Creager and Justin, pág. 90.)

El geólogo suizo M. Lugeon calcula que los arroyos afluentes al embalse de Broc transportan de 150 a 600 metros cúbicos de caudal sólido al año por kilómetro cuadrado de cuenca. (*Rapport,* de E. Gruner, XIV Congrès de Navegation, Le Caire, 1926.)

La presa de Elephant Butte (E. U.) embalsa 3 200 millones de metros cúbicos. Al año, para 76 000 kilómetros cuadrados de cuenca se recogen unos 23 millones de metros cúbicos de sedimentos, lo que da unos 300 metros cúbicos por kilómetro cuadrado y año, y el 7 por 1 000 de volumen de agua. (*E. N.-R.,* 5 septiembre 1925, pág. 372.)

En la presa de Cismon (Italia), de 496 kilómetros cuadrados de cuenca afluente, el caudal sólido es de unos 400 metros cúbicos por año y kilómetro cuadrado.

El río Reuss transporta al lago Cuatro Cantones unos 176 metros cúbicos por kilómetro cuadrado y año. El Kander, 362 metros cúbicos por km^2 y año. El Ródano, en Porte du Scex, transporta 568 m^3 por km^2 y año. El Drance, en Vallese, 846 m^3 por kilómetro cuadrado y año. (*Dighe,* Scimemi, pág. 57.)

Por todas estas cifras se comprenderá la magnitud del peligro, antes apuntado, de la merma de capacidad de los pantanos. La mayor parte de los construídos con las clásicas presas españolas del siglo XVI (Almansa, Tibi, Elche, etc.) han quedado tan reducidos en su capacidad por la sedimentación, que su eficacia es hoy muy pequeña. Algunos pantanos antiguos, completamente cegados por los sedimentos, quedan hoy convertidos en magníficos prados o huertas (casos de Mencio, Muel y otros, citados por el Sr. Sierra en su comunicación sobre "Aterramientos de los embalses", a la Conferencia Mundial de la Energía, de Barcelona, 1929).

En Argelia, en donde abundan los terrenos sueltos e incultos,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

los aterramientos de los embalses son intensos, como lo demuestran los datos que a continuación exponemos:

Designación del pantano	Capacidad del embalse — M^3	Cuenca afluente — Km^2	Sedimentación anual — M^3	Sedimentación anual en relación con la capacidad del embalse	Sedimentación anual en relación con la cuenca afluente — $M^3 : km^2$
Sig.....	3 340 000	3 500	100 000	1/34	29
Thelat.....	600 000	130	22 000	1/28	170
Djid'ouia.....	2 000 000	850	250 000	1/9	294
Habra.....	3 000 000	8 000	250 000	1/12	31

El pantano de Zuni, en Nuevo Méjico, de 17 millones de metros cúbicos de capacidad en 1906, quedó reducido, en 1917, al 60 por 100.

El embalse de Austin, en río Colorado (Texas, E. U.), en nueve años disminuyó en el 84 por 100 de su capacidad. (*Engineering News-Record,* 6 septiembre 1923, pág. 380.)

El embalse de Hoover, en río Colorado (E. U.), en construcción, con presa de 220 m de altura, conseguirá una capacidad de 34 000 millones de metros cúbicos. Y se calcula que en cincuenta años del período de amortización los sedimentos alcanzarán 3 600 millones de metros cúbicos. Con arreglo al dato, antes expuesto, de que en dicho embalse los sedimentos son de unos 164 millones de metros cúbicos anuales, en cincuenta años alcanzarán 8 200 millones, y no 3 600 millones, y esto, sin duda, es debido a la disminución de sedimentos por la formación de otros embalses agua arriba y a otras causas, que a continuación indicamos.

Si conocemos, en un primer período de observación, el volumen anual sedimentado c en un año; si llamamos V la capacidad del embalse y T el tiempo que tarde en aterrarse completamente, parece evidente que $T = \frac{V}{c}$.

Pero no es así, porque c disminuye con la sucesión de los años, primero por la construcción de presas de embalse o derivación agua arriba, que determinan depósitos de sedimentación o, al menos, de corrección del perfil de los ríos y torrentes y disminución de erosiones. También amenguan éstas con la repoblación forestal y la corrección de los torrentes. Además, a medida que disminuye la capacidad del embalse, queda menos volumen de agua estacionado anualmente, se marcha más por el aliviadero y hay menos material menudo sedimentado del que necesita un estacionamiento grande para depositarse.

Por ello, como dice el Sr. González Quijano en su comunica-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ción sobre "Aprovechamiento de aguas españolas" al primer Congreso de Riegos en Zaragoza, en el año 1913, lejos de disminuir la altura utilizable de agua en el embalse como una progresión aritmética que acaba por anularse, disminuiría como una progresión geométrica decreciente, que sólo se anula en el infinito. Y así se comprende que empleando procedimientos de limpia, aunque de resultados incompletos, se hayan podido conservar hasta nuestros días, y presten aún algunos útiles servicios, ciertos pequeños pantanos construídos hace cuatro siglos.

De todos modos, la sedimentación en los embalses es su mayor enemigo. Los pantanos son obras costosísimas, y aunque su coste quede amortizado, en la mayor parte de ellos en pocos años, con los beneficios que reportan, a la sombra de ellos se crean múltiples intereses de orden material y social que no es justo desatender, y por ello deben tomarse precauciones para mantener en servicio los embalses con toda o la mayor parte de su eficacia en el transcurso de los años. Y así el problema ha ocupado y ocupa la atención de los ingenieros.

Medios de reducirla.—Para reducir la sedimentación cabe: primero, evitar en lo posible la erosión y, en caso de producirse, la sedimentación en los embalses; segundo, limpiar los embalses de los sedimentos formados.

La primera solución sería consecuencia de un plan general de importancia y coste grandísimo, que entrañaría la corrección de torrentes, la repoblación forestal, la defensa de márgenes, etc., plan que, por ser de interés general, corresponde al Estado, y su plazo de ejecución y eficacia abarcaría un lapso de tiempo de muchos años. Este plan no entra dentro de las posibilidades ni atribuciones de una Empresa particular, que tendría que limitar su acción a procedimientos más modestos.

Dentro de la primera solución podría pensarse en los medios siguientes, que no implican la amplitud de plan que antes se indica:

1.° Establecimiento de depósitos de decantación en la cola del embalse, evitando la entrada en éstos de los sedimentos más densos. Estos depósitos pueden formarse estableciendo presas que proporcionen embalses secundarios en la corriente principal o en los afluentes. Pero, con el tiempo, al llenarse dichos embalses secundarios, se presenta de nuevo el mismo problema, y por ello se puede pensar en resolverlo de modo permanente apelando al procedimiento siguiente:

2.° Construir presa o presas de derivación que puedan desviar el caudal hacia un canal de gran pendiente, y capaz para todo o gran parte del caudal de riadas, cuando éstas arrastren mucho caudal sólido. Pero se comprende el gran coste que esta solución tiene. Por ello, en la aplicación de este procedimiento, se han limitado a establecer la presa de derivación necesaria para la construcción de las obras bastante alta, para que en las máximas riadas pueda desviarse hacia las galerías de desagüe gran parte del caudal de aqué-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

lla, y como las gravas van por el fondo, al llegar a dicha presa son arrastradas por la corriente que entra en las galerías.

Este procedimiento es tanto más eficaz cuanto menos calado de aguas hay en el embalse, y mejor cuando no se embalsa; es decir, cuando salen por los desagües, antes de llenar el pantano toda el agua afluente de riada. En cuanto empiece a embalsarse, los materiales gruesos se irán depositando en la cola del pantano.

3.º Se podría pensar un canal de circunvalación que permitiese, por un juego de compuertas, el dar o no paso al embalse a las aguas afluentes, según su caudal sólido. Pero se comprende la imposibilidad económica de este procedimiento, pues el canal indicado, con la escasa pendiente que habría de tener y su capacidad siquiera para riadas medias, representaría un coste enorme.

El primer medio no implicaría el desperdicio de agua, mientras que sí lo supondría el segundo y el tercero.

El primero supone la construcción de otro embalse. Y es natural pensar que este segundo se lleve a cabo cuando quede inutilizado el primero. Del segundo medio sólo cabe aprovechar la indicación de los desagües de fondo, es decir, la apertura de éstos, para que por ellos se evacuen los materiales sólidos que arrastre el agua.

El alejar los sedimentos ya formados no se ha podido resolver de modo satisfactorio.

Se puede apelar al empleo de los desagües de fondo, no ya como antes, para que no se determinen los sedimentos, sino para erosionar y arrastrar éstos, ya anteriormente formados. Pero podríamos repetir aquí lo que dijimos al tratar de los desagües de fondo en las presas de derivación respecto a su escasísima eficacia. A poca distancia de ellos la velocidad de los filetes líquidos afluentes disminuye y no se produce la erosión ni, por lo tanto, el arrastre. Sólo pueden emplearse con alguna eficacia cuando el embalse está vacío o con poca agua. Al sobrevenir la primera riada, dejando abiertos dichos desagües y saliendo toda el agua por ellos, se determina velocidad suficiente para la erosión del fondo y cajeros del cauce que se abre entre los sedimentos, y si a esta erosión se añade la labor de peones, produciendo la caída dentro de la sección de paso del agua de témpanos de sedimentos, que son desmenuzados y arrastrados por ella, la eficacia aumenta.

Pero este remedio es sólo parcial, alcanza a poca distancia de la presa y, desde luego, no llega a arrastrar los sedimentos formados en las partes altas de las laderas del vaso.

En algunos pantanos (Puentes y Elche) se ha construído un canal de circunvalación, pero no con capacidad de caudal de riada, sino mucho menor, y este canal tiene dos fines: primero, el recoger en estiaje las aguas afluentes, librándolas de la gran evaporación que se determinaría si se extendiesen por el embalse, por la gran superficie que entonces presentarían, y así se aprovecha mejor su escaso caudal; segundo, en época de limpia se deja también paso a las aguas por dicho canal, que tiene múltiples tomas laterales, que

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

permiten que el agua vierta desde aquél al embalse por líneas de máxima pendiente, determinando cauces con las erosiones y arrastres de los sedimentos en que se forman.

Este procedimiento de limpia, de efecto incompleto, es lo que más corrientemente se emplea como remedio parcial, y así se ha conseguido prolongar la vida de los pantanos.

Así, en el pantano de Puentes, por limpias metódicas sucesivas, se consiguió alejar más de 20 millones de metros cúbicos de sedimentos (*Revista de O. P.*, 8 de agosto de 1918, artículo del señor Manrique de Lara). Pero en pantanos en donde suele ser poca o nula el agua sobrante en el año después de cubrir las necesidades que sirve, hay que proceder con prudencia, para no encontrarse luego con que se ha gastado en limpias agua que después hace falta.

Otros medios que se pueden emplear para el arrastre de los sedimentos ya formados son los siguientes:

a) El producir agua a presión por medio de bombas y atacar los sedimentos con chorros de aquélla, para que, emulsionados, vayan al cauce y sigan por éste hasta agua abajo de la presa. Este medio lleva consigo el establecimiento de tubería a presión en todo el radio a que se quiera alcance la limpia.

b) Remoción de los sedimentos por aire comprimido junto a la corriente para ponerlos en condiciones de ser arrastrados por ésta. Este procedimiento, indicado por M. Camels, resultaría de mucho coste, por la extensión que habría de alcanzar la instalación de aire comprimido, y lo creemos menos eficaz que el anterior.

c) El absorber los sedimentos aun flúidos por medio de dragas de succión, y cuando sean consistentes, el desmenuzarlos antes utilizando una pequeña sierra circular, a manera de turbina, colocada al final del tubo de aspiración. Este método, ideado y aplicado por M. Jandin en el pantano de Djidiouia, en una zona de 300 metros agua arriba de la presa, le permitió eliminar más de dos millones de metros cúbicos a precios de 0,15 y 0,20 francos el metro cúbico (anteriores a la guerra europea).

d) El empleo de uno de los medios corrientes de excavación, como palas mecánicas, dragalinas, dragas, etc., y de transporte, como vagonetas, camiones, etc. No cabe duda de que cuando los sedimentos han alcanzado gran importancia, y especialmente en las zonas en que estén secos, se puede plantear el problema como el de una excavación en grande y obtenerse precios unitarios del orden de 0,50 pesetas el metro cúbico de excavación y transporte. Y este precio, o aun mayor, no es prohibitivo, sino que, en la generalidad de los casos, lo pueden soportar los propietarios de las zonas de riego, y más si con parte de él carga el Estado. Y así, por ejemplo, si consideramos que cada hectárea requiera para su riego al año 6 000 m³, si suponemos que el agua lleve el 2/1 000 de sedimentos, los 6 000 m³ depositarán 12 m³ de aquéllos, y el coste de extraerlos sería 6 ptas. al año. Y este precio se puede considerar como un incremento al de arrendamiento, que, si es de huerta, representa un

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

valor de 250 a 400 ptas. al año, y el aumento sería 2,50 al 1,5 por 100. De modo que no es problema muy gravoso el de la extracción de los sedimentos en muchos casos de riqueza creada, y que hay que defender.

Pero, a fin de retardar el momento necesario de eliminar los sedimentos del embalse para que éste conserve la debida eficacia, es prudente el dotarlo de la mayor capacidad posible dentro de ciertos límites económicos, y ateniéndose no ya sólo a la regulación anual, sino a la interanual, de modo que en años secos no se llenará, pero podrá conservar para éstos agua de los años húmedos.

Así, en el embalse de Hoover, en construcción en los Estados Unidos, se destinan, para merma de su capacidad por sedimentos, 3 600 millones de metros cúbicos de los 34 000 millones de metros cúbicos de capacidad total del pantano.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XLIX

ROTURA DE PRESAS

Consideraciones generales.—Creemos de grandísimo interés el relatar algunos casos de roturas de presas de embalse, señalando sus desastrosas consecuencias y las causas originarias, para que, conocidas éstas, el ingeniero procure, en las obras que proyecte, el evitar que tales causas se repitan en ellas.

Recordemos que los desastres en las presas de embalse tienen mucha más importancia que en otras obras de ingeniería. En la generalidad de ellas las pérdidas se concretan a la obra misma, siendo probablemente nulos o escasos los accidentes ocurridos a las personas y los daños causados a otras manifestaciones de la actividad humana; mientras que un desastre en una presa, no sólo lleva consigo la destrucción de ella, sino que principalmente los daños causados son mucho mayores en vidas y haciendas, por la devastación que produce la ola arrolladora de agua al dejar libre paso, sin posible regulación, a la almacenada en el embalse.

Rotura de presas de tierra.

Presa de Jonshtown (fig. 903), sobre el río Fork, en Pensilvania (E. U.).—Tenía 284 metros de longitud, con 22 m de altura. El paramento de agua abajo, formado de tierra y piedra, tenía inclinación de 1 : 1. El de agua arriba, de material arcilloso, 2 : 1, con revestimiento de escollera.

El aliviadero, de 22 m de longitud, era lateral sobre una margen de roca; los desagües de fondo los formaban 5 tubos de fundición de 0,60 m de diámetro.

Se construyó la presa en 1840 al 1852, para alimentar un canal de navegación. Al quedar éste fuera de servicio, en 1858, la presa se abandonó. En 1862, por falta de vigilancia, se manifestó una avería, que se reparó más tarde por una Sociedad que adquirió la presa en 1880. Los trabajos fueron poco escrupulosos, porque, después de ultimados, la presa tuvo un asiento de 1,2 m en su centro, quedando allí la coronación sólo 1,20 m sobre el labio del aliviadero.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Croquis de la presa de Johnston sobre el río South Fork después de su rotura.

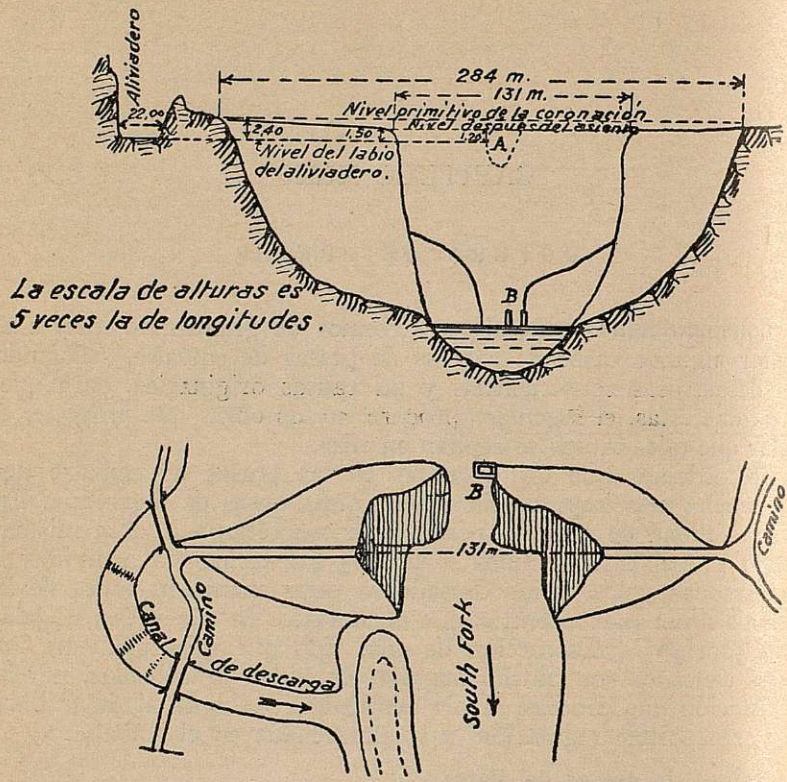


Fig. 903

La Sociedad propietaria destinó el embalse a la pesca. Para ello se cerraron los desagües de fondo, y sobre el aliviadero se colocaron redes que disminuían su eficacia.

En 1889, después de lluvias intensas, se llenó completamente el embalse, y, no siendo suficiente el aliviadero y quedando inutilizados los desagües de fondo por aterramiento y falta de funcionamiento, el agua volcó sobre la presa, destruyéndola y causando la muerte de 10 000 personas, amén de los daños grandísimos causados en haciendas agua abajo.

La causa del desastre fué, pues, *insuficiencia de aliviadero.* (*Construzioni Idrauliche,* Baggi, pág. 105, y *Barrages,* Dumas, página 140.)

Presa de tierra de Bradfield, destinada al abastecimiento de Sheffield (Inglaterra).—Tipo inglés. Longitud, 382 metros. Altu-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

ra, 45 m (comprendidos 18 m de arraigo en el terreno). Ancho en la coronación, 3,60 m. Taludes, 2:1. Núcleo impermeable interior con 5,50 m de espesor en la base y 1,20 m en lo alto. Este núcleo no estaba protegido por dos espaldones intermediarios de tierra fina entre él y los exteriores, sino que existían sólo éstos de material cualquiera simplemente vertido.

Las tomas de agua estaban constituídas por dos tubos de fundición que atravesaban la base en 150 m de ancho, solamente envueltos en 0,50 m de arcilla, es decir, expuestos a todos los asientos de la masa.

La presa se rompió antes de llenarse por completo. El accidente comenzó por una fisura en la parte superior. Siguió la formación de una brecha, debida, según parece, a la llegada de aguas de la fisura a la superficie exterior de las tomas de agua a través del macizo permeable.

La presa se derrumbó, y los 3 millones de metros cúbicos de capacidad del embalse formaron una ola que produjo 238 víctimas en la ciudad de Sheffield, arrasadas 400 hectáreas de terreno, destruídas 798 casas e inundadas 4 354.

La causa del desastre fueron las *filtraciones producidas en el contorno exterior de las tomas de agua,* por falta de impermeabilidad de su envolvente, falta de fijeza de las tuberías y asientos consiguientes en ellas y excesiva permeabilidad en el espaldón de agua arriba. (*Barrages,* Bonnet, 1931, pág. 900; *Barrages,* Dumas, pág. 138.)

Presas de Longpendu (Francia) **y de Tabia,** Algería (Francia).—Se rompieron por *filtraciones a través del macizo.*

Dique del embalse de Berthand (Francia).—Se rompió por *insuficiencia de aliviadero,* lo que produjo el vuelco del agua sobre la coronación.

Presa de Necaxa (Méjico).—Tipo de sedimentación semihidráulico. La longitud es de 366 metros. Su altura, 55 m. La presa cubica un volumen de tierras de 1 600 000 metros cúbicos. En 1909, estando el embalse vacío, es decir, faltándole el prisma de agua que insiste a embalse lleno sobre el paramento de agua arriba, y que constituye un elemento estabilizador, deslizaron en dicha dirección 550 000 metros cúbicos de tierras. Se reparó disminuyendo el espesor del núcleo y aumentando la escollera de los paramentos. Causa de la rotura (que no produjo víctimas), *la excesiva fluidez del núcleo.* (*Dighe,* Scimemi, pág. 313.)

Presa de Calaveras, California, E. U. (fig. 904).—Tipo semihidráulico. Altura proyectada para ella, 73 metros. En período de construcción, en 1918, se produjo un deslizamiento de tierras hacia agua arriba de 600 000 metros cúbicos. En 1926 se reparó la presa, consiguiendo sólo una altura de 66 metros, prescindiendo del procedimiento semi-hidráulico y adoptando el de capas apisonadas. Embalsa actualmente 144 millones de metros cúbicos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

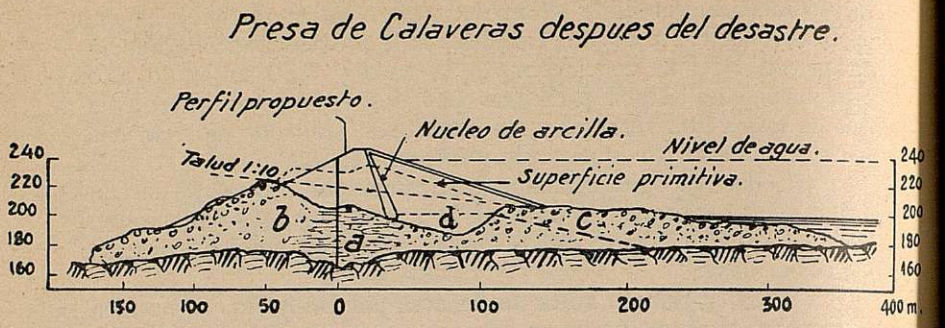


Fig. 904

Causa de la rotura, *excesiva fluidez del núcleo.* (*Dighe,* Scimemi, pág. 313.)

Presa de Apishapa, sobre el río del mismo nombre, en el Estado Colorado (E. U.).—Altura de la presa, 34 metros. Anchura en la coronación, 5 m. Talud de agua arriba, 3 : 1 ; de agua abajo, 2 : 1. Tiene disposición de rastrillo de fábrica interior, enlazando el macizo de tierra con el fondo de roca por debajo de capa permeable y alejando posibles filtraciones.

La presa se construyó por capas regadas y apisonadas. Cuando llegó por primera vez el nivel de agua en el embalse a cerca de un metro por debajo del aliviadero, se derrumbó la presa, en 22 de agosto de 1923, no ocasionando desgracias personales.

Se atribuyó la rotura a *asientos producidos en la presa por deficiencias de apisonado;* a grietas abiertas en ella (dos transversales, cerca de los estribos, y una longitudinal); a paso de agua a través de estas grietas, y a arrastres de tierra por el agua filtrada. (*Engineering News-Record,* 1923, tomo II, págs. 357, 447 y 900.)

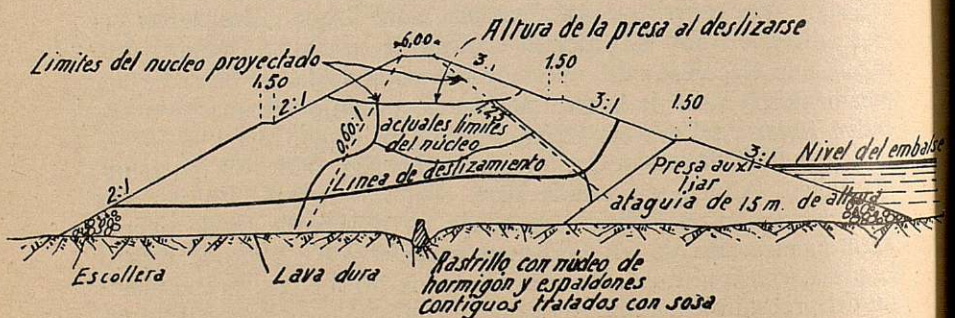


Fig. 905

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de Alexander, Haway (fig. 905).—Altura, 37,50 metros. Capacidad de embalse, 2 700 000 metros cúbicos.

Procedimiento empleado, el de sedimentación con arrastre hidráulico.

En período de construcción, y al llegar a la altura de 28 metros, se produjo un deslizamiento de tierras hacia agua abajo (en marzo de 1930).

La causa de la rotura, la *excesiva fluidez del núcleo,* como consecuencia de ser muy tenues los elementos que la forman y haberse impermeabilizado naturalmente los diques o zócalos laterales. (*Engineering News-Record,* 22 mayo 1930.)

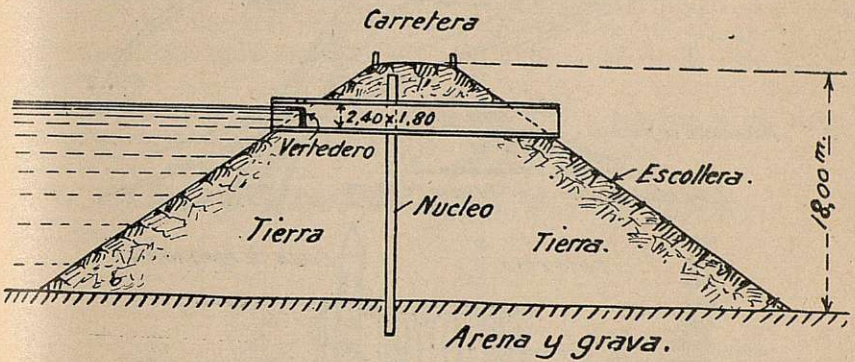


Fig. 906

Presa de Balsams, E. U. (fig. 906).—De tierra, con núcleo interior de fábrica. Altura, 18 metros. El aliviadero desemboca en un conducto de 2,40 × 1,80 m, que atravesaba la presa, vertiendo sobre la escollera que revestía el paramento de agua abajo. Esta defectuosa disposición originó que, después de una intensa lluvia y aumento del caudal que evacuaba el aliviadero, se produjese la erosión del talud de agua abajo y destrucción de la presa.

La causa de la rotura fué la *defectuosísima disposición del aliviadero.*

La presa se construyó para fines de pesca, por un particular, con el fin de proveer a un hotel de su misma propiedad. (*Engineering News-Record,* 30 mayo 1929.)

Presa French Lading, E. U. (fig. 907).—Esta presa, de bóvedas múltiples en su parte central, tenía dos diques laterales de tierra. La parte de fábrica se cimentó sobre un banco de arcilla, pero los diques laterales se apoyaron sobre banco de arena compacta cimentada con material arcilloso, que se consideró impermeable sin la carga de agua que determinó el embalse, pero al producirse éste se determinó la permeabilidad de dicho banco de arena. Los drenes colocados desde el eje de los diques hacia agua abajo comenzaron a evacuar agua que erosionó el

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

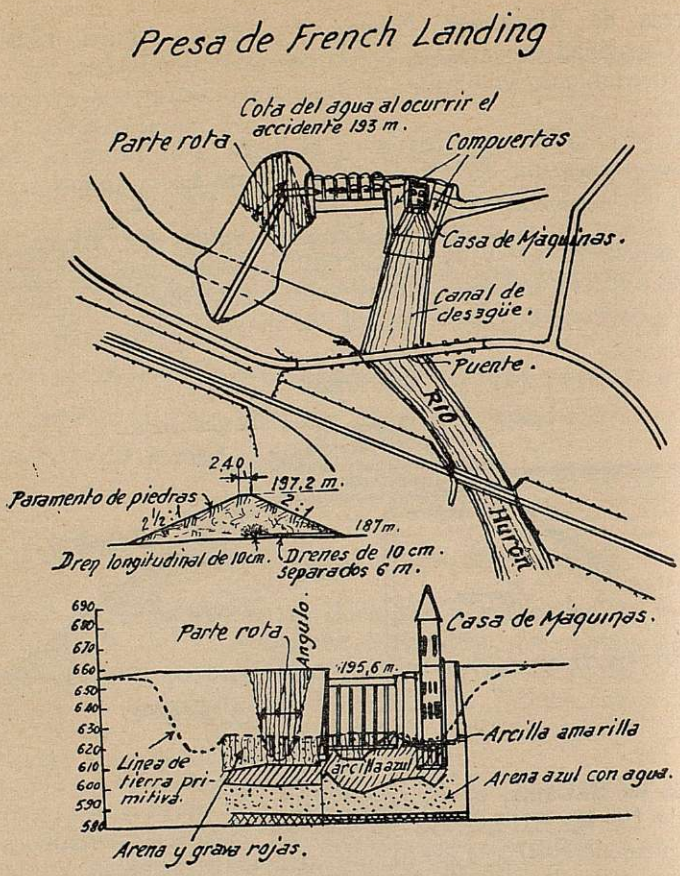


Fig. 907

banco de arena, aumentando su permeabilidad al disminuir el camino de las aguas filtrantes, arrastrando las arenas y produciendo la rotura del dique del estribo derecho.

La causa de la rotura fué, pues, la *permeabilidad del banco de arena de apoyo del dique,* que produjo velocidades de las aguas filtrantes que determinaron socavaciones inferiores. (*Engineering News-Record,* 30 abril 1925, pág. 735.)

Rotura de presas de escollera.

Presa Englisch (California).—Tenía 100 metros de longitud en la coronación, 15 m en el fondo y 30 m de altura. Estaba formada por armazón de madera y relleno de escollera. Se colocaron alzas en la coronación. En el momento de la rotura (junio 1883) *el agua volcaba sobre las alzas, que se abatieron, y la lámina vertiente destruyó la presa.* (*E. N.-R.,* 22 marzo 1928, pág. 472.)

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa Valnut Grove.—Longitud, 120 metros; altura, 33 m. Ancho en la base, 120 metros; en la coronación, 3 m.

En 22 de febrero de 1890, por *insuficiencia de aliviadero,* el agua volcó sobre la presa y la destruyó. (*E. N.-R.,* 22 marzo 1928, página 472.)

Presa de Eildon (Australia).—Altura, 27 metros y gran longitud. Estaba formada por un núcleo central de hormigón armado de débil espesor, con espaldones de escollera; entre la pantalla de hormigón y el espaldón de agua arriba se interpuso un macizo arcilloso con talud casi vertical en contacto con la escollera. En abril de 1929, poco después de terminarse la obra, al elevarse el nivel líquido y penetrar el agua por la escollera diluyó la arcilla, que, al entumecerse, empujó sobre la escollera, desplazándola 16 metros hacia agua arriba y dejando al descubierto la pantalla de hormigón.

La rotura se produjo por *falta de talud y protección del macizo impermeabilizador* de material arcilloso.

Corte y alzado de la presa Bully-Creek.

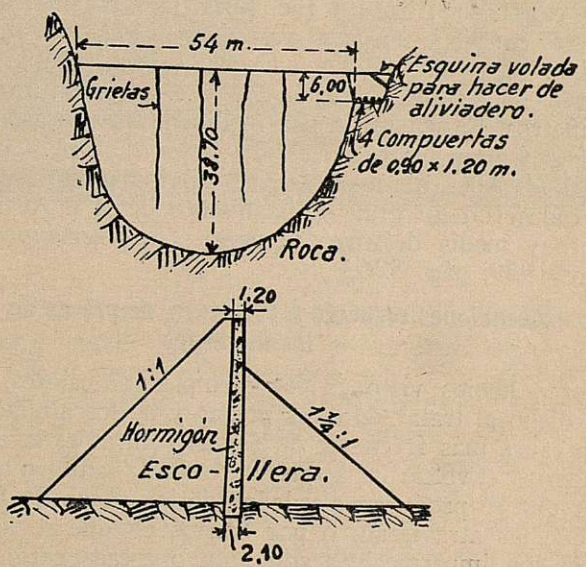


Fig. 908

Presa de Bully Creek (Oregón, E. U.) (fig. 908).—De 37,50 m de altura, con núcleo impermeabilizador de hormigón reforzado con carriles de 2,10 metros de espesor en la base y 1,20 en la coronación, resguardado por dos espaldones de escollera perdida con taludes de 1:1 y 1,25:1. Se empezó la construcción y se paró

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

en 1913 por quiebra de la Empresa, dejándose uno de los espaldones sin acabar y, por lo tanto, el núcleo sin apoyar en una altura de 12 m. El desagüe de fondo que sirvió para paso del agua durante la construcción se inutilizó una vez acabada. Las tomas de agua se obstruyeron, al parecer, en riadas anteriores, que agrietaron el núcleo; y en la que provocó la catástrofe, en febrero de 1925, los hielos obstruyeron el aliviadero, lo que hizo aumentar el nivel del embalse y saltar el agua por encima, destruyendo la presa.

Parece ser, pues, causa principal el *abandono* y la *insuficiencia del aliviadero*. (*Engineering News-Record*, 1925, págs. 332 y 871.)

Presa de Lower Otay.—Construída en 1897 para el abastecimiento de San Diego, de escollera con diafragma impermeabilizador de palastro, taludes de 1,5 : 1 en los dos paramentos y 39 m de altura. La cimentación del macizo de mampostería, apoyo del diafragma, se llevó hasta 9,3 m bajo el cauce y con un espesor máximo de 19,50 m. El 27 de enero de 1916 una riada llenó el embalse y vertió sobre la presa con un espesor de lámina vertiente de 15 cm, que desintegró en tres horas el espaldón de agua abajo y destruyó la presa, causando 30 víctimas.

La causa de la rotura fué, pues, la *insuficiencia de aliviadero, que la convirtió en presa vertedero al volcar el agua por la coronación*. (*Engineering News-Record*, 1928, 22 marzo, pág. 472.)

Presa de Virgin (Nevada, E. U.).—La altura debía llegar a 36 metros. Se construía por medio de voladuras en las laderas. Los taludes eran muy fuertes, del orden de 1 : 1. Cuando la presa alcanzó los 19,5 m de altura se originaron grandes filtraciones que produjeron un gran deslizamiento de la parte agua abajo, y en hora y media destruyó la presa. (*Engineering News-Record*, octubre 1929, pág. 526.)

Consideraciones respecto a la rotura de presas de materiales incoherentes

Como hemos visto en los ejemplos anteriores, y confirmando lo dicho al tratar de estas presas y de los aliviaderos en general, la causa más frecuente de dichas roturas es la insuficiencia de aliviadero y el volcar las aguas sobre ellas. También lo son las filtraciones que se producen alrededor de las obras de fábrica o tuberías que las atraviesan, o por bancos en que se apoya la presa, que, si son impermeables con nula o escasa carga de agua, dejan de serlo al aumentar ésta con el embalse.

Rotura de presas de fábrica.
Presas de gravedad.

Presa de Puentes (fig. 909), sobre el río Guadalentín (España). Se construyó en los años 1785 a 1791, con destino a riegos. Dió servicio durante once años y se derrumbó en abril de 1802. Te-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

nía 50 m de altura y estaba formada de mampostería paramentada con sillares. En planta era de forma quebrada con tres alineaciones, y convexa hacia agua arriba. En sus estribos se apoyaba sobre roca; pero en su parte central, quedando ésta a mucha profundidad, se apoyó sobre pilotes de 6,70 m de hinca, encepados y envueltos en su parte superior por tortada de hormigón (fig. 587 *a*). Este pilotaje se prolongó 40 m agua abajo de la presa.

Vista de la presa de puentes
despues de la rotura.

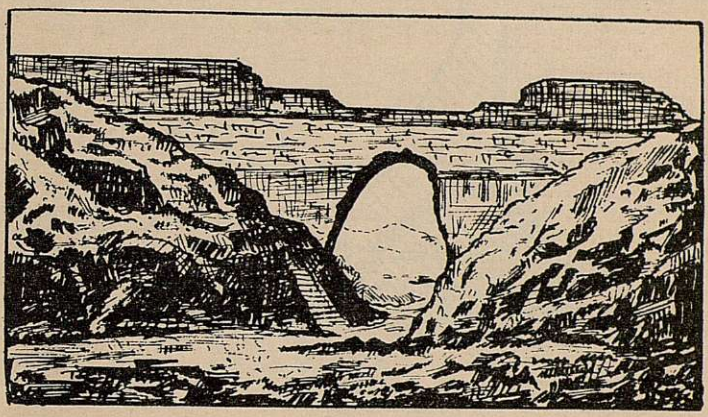


Fig. 909

Durante los once años primeros, las lluvias, escasas, no permitieron llenar el embalse más que en profundidad máxima de 30 metros. En 1802, fuertes chaparrones determinaron un rápido ascenso del nivel de aguas, y, antes de llegar éste a su cota máxima, las filtraciones a través de la capa aluvial en que se hincaron los pilotes aumentaron, produciéndose surtidores arrastrando materiales terrosos, y luego explosiones que destruyeron el pilotaje y parte de la fábrica de la zona central, formándose un gran boquete por el que se vació el embalse en poco más de una hora. La enorme ola de agua, que llegó con rapidez a Lorca, produjo la muerte de 600 personas y arrasó haciendas y casas.

El nivel de agua, en el momento de la rotura de la presa, alcanzaba la cota de 46,80 metros sobre el primitivo fondo del cauce.

La causa de la rotura fué el *defectuoso sistema de cimentación*. No era apropiada la de pilotaje para la presa citada, teniendo en cuenta su altura y el material atravesado con los pilo-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tes. Recordemos lo dicho sobre presas apoyadas en capas permeables. En la de Puentes, el camino recorrido de las filtraciones no era suficientemente largo para determinar una pendiente piezométrica que produjera velocidad de agua, que causara sedimentación y no arrastre. Al aumentar dicha pendiente al subir el embalse, la velocidad de las aguas filtrantes produjo arrastres del material suelto y el derrumbamiento de la presa.

Rotura de la presa de Habra.

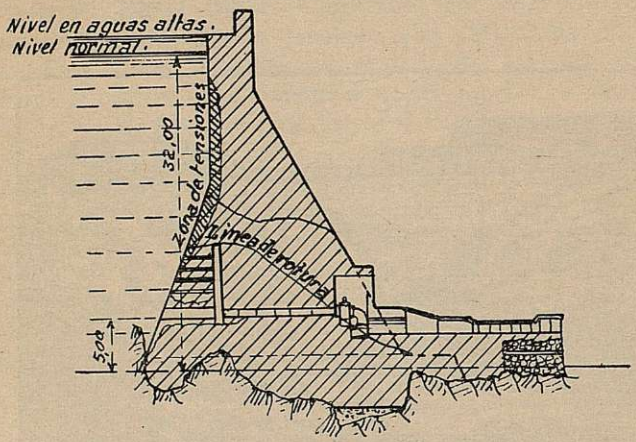


Fig. 910

Presa de Habra, Argelia (fig. 910).—Al tratar de la fijación de la capacidad del aliviadero nos hemos referido a las sucesivas roturas de dicha presa, una de ellas la ocurrida en 1881, que ocasionó 400 víctimas.

La insuficiencia del aliviadero determinó una elevación excesiva del nivel del embalse, y la presa funcionó como vertedero. Esta elevación de agua, no prevista en el proyecto, hizo que se agravasen los defectos del perfil de presa construído, que tenía una zona en que se producían tensiones a embalse lleno. Y si a ello se une la defectuosa fábrica construída, no es sorprendente que la excesiva tensión produjese grietas horizontales, que por ellas penetrase el agua, originando subpresión y determinando un menor efecto estabilizador de la fábrica, y que por fin se rompiese la presa próximamente por un plano de máximos esfuerzos cortantes. (*Barrages-Réservoires,* de A. Dumas, 1896, pág. 147; *Le Génie Civil,* 1928, tomo XCII, pág. 256.)

Presa de Cheurfas (Argelia).—Esta presa, de 30 metros de altura, ubicada sobre el río Sig, se construyó en los años 1882

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

a 1884, con capacidad de embalse de 18 millones de metros cúbicos.

Agua abajo de ella, sobre el mismo río, se había antes construído otra presa, la de Saint-Denis-du-Sig, de 19 m de altura y 3 millones de metros cúbicos de capacidad de agua.

Por defectos de las margas en que se apoyaba el estribo derecha de la primera presa, que resultaron permeables, al llenarse el embalse, en febrero de 1885, aumentaron las filtraciones, saliendo el agua a borbotones a través de las margas, que fueron arrastradas y produjo la rotura de la presa. El agua llenó súbitamente el embalse de la presa Saint-Denis, vertiendo por encima con lámina de más de 5 metros de espesor, y al no poder resistir los esfuerzos de tensión que tal elevación de nivel producía en el paramento de agua arriba de esta presa, se derrumbó también. Murieron diez personas, y la ola produjo grandes devastaciones en el valle.

La causa de rotura de la presa de Cheurfas fué *por defectos del terreno sobre que se cimentó.* (*Barrages-Réservoires,* de Dumas, págs. 121 y 153.)

Presa de Bouzey.

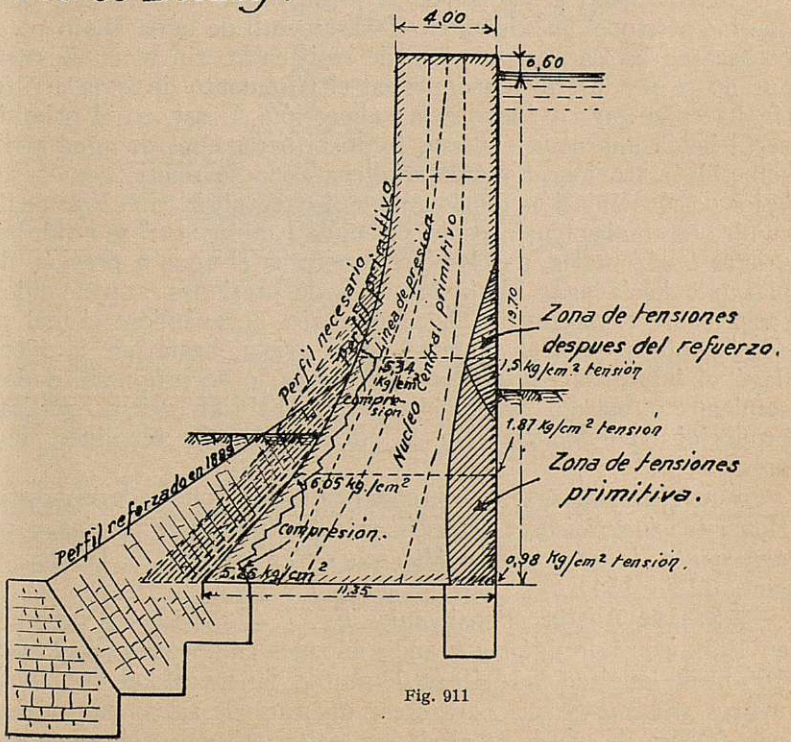


Fig. 911

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Presa de Bouzey, Francia (fig. 911).—Esta presa, de altura modesta, pues sólo creaba un embalse de profundidad de 15 metros con altura sobre cimientos de 23 m, concluída en 1881, de trazado rectilíneo, sufrió en 1884, cuando el nivel máximo de las aguas alcanzaba 3 m menos que el máximo supuesto, un desplazamiento en su parte central, alcanzando a una longitud de 120 m, con una flecha de 0,30 m. Este desplazamiento ocasionó en su parte central, en las extremas de la zona movida y en el terreno de apoyo, muchas fisuras. La causa fué la insuficiencia del peso de la fábrica, disminuído con la subpresión, para resistir al empuje de las aguas.

Dicha subpresión era producida por las aguas que pasaban a través de la arenisca de apoyo, y que no era suficiente a cortar el rastrillo dispuesto al pie del paramento de agua arriba.

En 1888 a 1889 se ejecutaron trabajos de consolidación, que consistieron esencialmente en reforzar el pie del paramento de agua abajo con un macizo que aumentaba el espesor de su perfil en su zona inferior, pero sin alterarlo en la superior.

En 27 de abril de 1895, sin que se notase nada anormal, la presa se derrumbó en una longitud de 171 metros y en toda su altura, causando más de 100 víctimas y daños de mucha consideración.

En el cálculo del perfil de la presa no se atendió más que a que las presiones máximas en el paramento de agua abajo no sobrepasasen las cargas prácticas de resistencia, sin tener en cuenta que no se produjeran tensiones en el paramento de agua arriba y sin hacer entrar en juego a la subpresión. Y así, en el primitivo perfil había una zona extensa, junto al paramento de agua arriba, sometida a tensiones, y aunque dicha zona se redujo con los trabajos de consolidación, quedó aún, en parte, subsistente. Y es de presumir que con las tensiones del orden de 1,50 kg : cm² se produjesen grietas horizontales, por las que penetraba el agua a presión, desplazando hacia agua abajo la curva de presiones, aumentando la carga sobre el paramento de agua abajo, agravándose el mal y el desplazamiento con el aumento de la grieta, hasta que la fábrica llegó al límite de resistencia a la rotura, o se originara el deslizamiento o vuelco, favorecido porque habrían grietas verticales producidas por contracción y por el trazado rectilíneo de la presa.

Puede considerarse, pues, como causa de rotura de la presa de Bouzey la *insuficiencia de perfil* y la *producción de tensiones en el paramento de agua arriba* (*Barrages-Réservoires,* de Dumas, páginas 113 y 154).

Presa de Austin, Pensilvania, E. U. (fig. 912).—Construída, en 1909, con hormigón y grandes bloques englobados en él. Tenía 166 m de longitud y 14,40 m de altura. Su capacidad, de 760 000 metros cúbicos. Servía para crear un salto de agua, que utilizaba una fábrica de papel. El aliviadero estaba situado sobre la misma

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Rotura de la presa de Austin (Pensilvania)

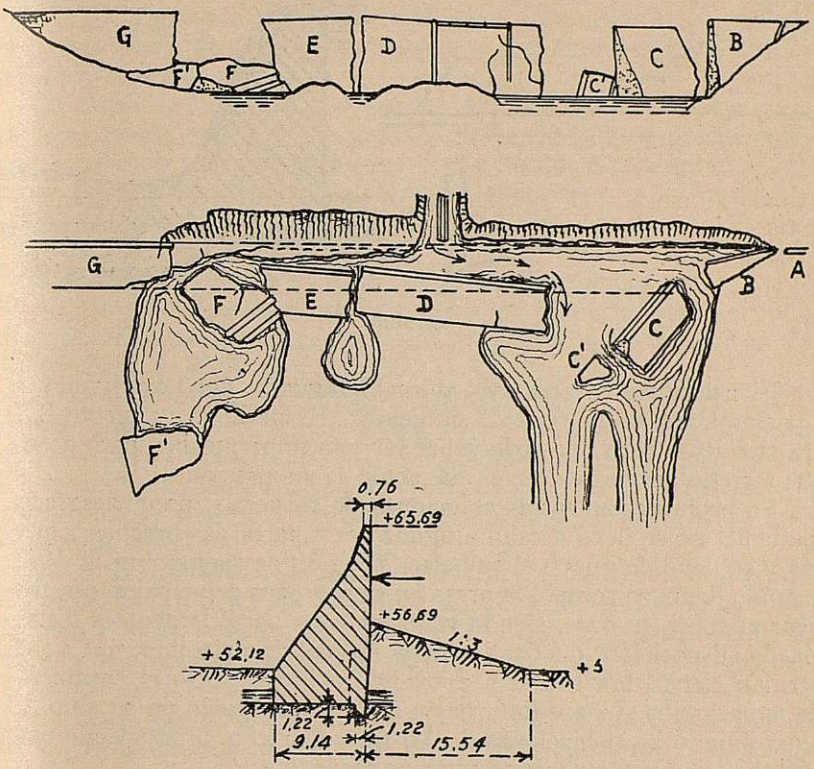


Fig. 912

presa, con longitud de 15 m, y su labio quedaba a 0,75 m por debajo de la coronación de aquélla.

Acabada la obra se apreciaron dos fisuras, interesando toda la altura de la presa a uno y otro lado del aliviadero. Se las atribuyó a contracción del hormigón.

Al llenar el embalse se produjeron filtraciones bajo el muro, y poco después, en 23 de enero de 1910, se originó un deslizamiento de la presa hacia agua abajo, dividiéndose en cinco secciones, y, a la vez, un cierto basculamiento, pues mientras el pie del muro corrió 0,45 m, la coronación se separó 0,85 de su posición anterior. Ante este estado de cosas, y continuando el embalse lleno y vertiendo agua sobre el aliviadero, se decidió vaciar aquél, y, al efecto, se abrió en la coronación de la presa una brecha con dinamita, y otra junto al desagüe de fondo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Rotura de la presa de Austin (Texas)

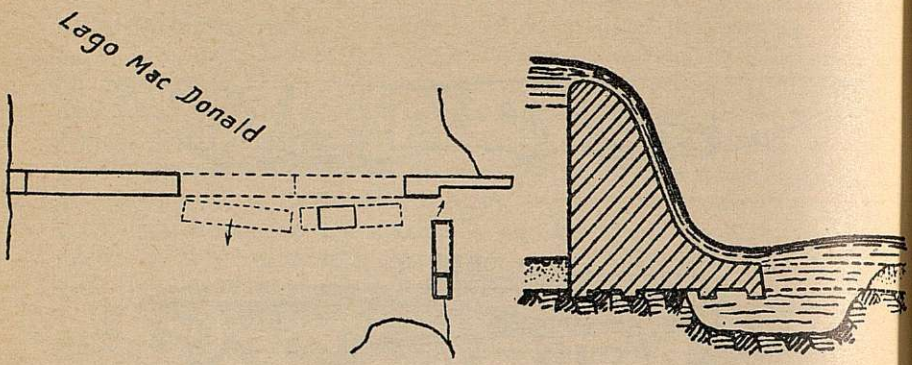


Fig. 913

El accidente se atribuyó al mal fraguado del hormigón y al agrietamiento de la roca de cimientos. El perfil de tangente 0,70 era suficiente para apoyarlo sobre terreno impermeable, pero no sobre terreno permeable, en el que actuó la subpresión.

Se propusieron varias soluciones de refuerzo; pero, desgraciadamente, no se llevó a cabo ninguna; se taparon las brechas y grietas y se llenó de nuevo el embalse. Y en 30 de septiembre de 1911, estando lleno, se rompió la presa en siete trozos principales, que deslizaron sobre su base, siendo transportados paralelamente a distancia de su posición, quedando todos de pie, excepto uno, que volcó, permaneciendo horizontal y apoyando sobre el suelo el paramento de agua arriba. Una quinta parte de la presa quedó en su sitio. El agua inundó las poblaciones de Austin y Cortello, produciendo unas 100 víctimas y destruyendo muchas casas.

El terreno de apoyo de la presa estaba formado por bancos de arenisca aproximadamente horizontales, de 20 a 90 cm de espesor, con estratos intermedios de roca descompuesta. La superficie de estos bancos era muy lisa, el mortero no pegaba bien y el coeficiente de deslizamiento debió ser pequeño.

Las causas del accidente son debidas a *insuficiencia del perfil* para apoyarlo sobre cimentación permeable. El peso de la fábrica, aligerado con la subpresión, no fué suficiente para resistir el empuje del agua, y se produjo el deslizamiento, favorecido por la lisura de la superficie de la roca.

Este accidente tiene cierta analogía con el primero ocurrido a la presa de Bouzey. (*Der Wasserbau III Teil des Handbuchs der Ingenieur-wissenschaft-Stauwerke,* de Rehbock, pág. 590, y *Barrages,* de Bonnet, pág. 655).

Presa de Austin, Texas (fig. 913).—Es diferente de la anteriormente indicada, rota en Pensilvania. La de Texas era presa-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vertedero (azud). Al alcanzar la lámina vertiente una altura de 3,70 metros sobre la coronación, y como consecuencia, además, de socavaciones en su pie, que lo descalzaron, debió iniciarse el vuelco, que produjo un levantamiento del pie de agua arriba, penetrando el agua en la grieta, originando la subpresión, y siguiendo el deslizamiento de la presa dividida en trozos, análogamente a lo acaecido en la otra presa de Austin (Pensilvania). En este accidente murieron siete personas.

La causa de la rotura fué, pues, la socavación del terreno en el pie de la presa, que produjo una reducción de la base de sustentación, quedando fuera de su núcleo la resultante; produciéndose tensiones agua arriba, apertura de grietas, subpresión y deslizamiento (*Barrages,* de Bonnet, 1931, pág. 650).

Presa de Anderson.—Presa de vertedero, de 13,2 m de altura y 7,5 m de base. Se elevó 6 m, aumentando el ancho en 3, y anclando esmeradamente la nueva fábrica en la vieja; mas no pudo resistir una lámina vertiente de 2,25 m, y cayó la parte alta en 28 de diciembre de 1902.

Presa Columbus.—También presa-vertedero, y caída el mismo día que la anterior, de 165 m de longitud y 11,7 m de altura, incluyendo el último metro, cerrado con compuertas. El agua arrastró 105 m de presa cuando la lámina vertiente llegó a los 3 m; la parte destruída alcanzó una profundidad bajo la coronación de la presa de unos 6 metros.

Presa de Tallase.—También vertedero y caída el mismo día, de 490 m de longitud y 9 m de altura, de 1,8 m de ancho en la coronación y 7 m en la base. Cerca de 200 m de su longitud estaban en curva, y fué la parte destruída cuando la lámina vertiente alcanzó 2,10 m sobre la coronación.

La causa de la rotura de estas presas parece fué el trabajar la fábrica a una carga excesiva, debido a haber alcanzado las aguas una altura no prevista (*Engineering News-Record,* 22 marzo 1928, página 473).

Presa de San Francisco, California (fig. 914).—Tenía 213 metros de longitud, planta curvilínea, con 152 m de radio. Altura, 62,80 m. Tipo de gravedad, pero sin satisfacer completamente la condición de Levy, pues para densidad de 2 200 kg requería 59,8 metros en la base, y sólo tenía 51,45.

Cimentada a unos 9 m por debajo del lecho, el terreno de apoyo era esquisto arcilloso, perdiendo su consistencia con la humedad, excepto en la margen derecha, en donde el terreno era un conglomerado rojo que se volvía blando al empaparse de agua. No tenía rastrillo ni se hicieron inyecciones de cemento, y sólo se dispusieron drenes de 0,10 m de diámetro en la base de cimientos, bajando de 6 a 9 m de profundidad, separados 3 m y distante la fila 4,50 metros del paramento de agua arriba. Estos drenes comunicaban con un dren colector que desembocaba al nivel de agua abajo. No había ni galería de visita, ni drenaje en el cuerpo del muro, ni jun-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

tas de contracción. Por esto se produjeron grietas sensiblemente verticales, distantes de 9 a 21 m, sin pérdida apreciable de agua.

El paramento de agua abajo se formó en escalones de 1,50 m de altura. Hacia el centro de la presa, la coronación quedaba dispuesta en vertedero, formando 11 vanos de 6 m de luz, y la solera de ellos quedaba sólo 0,87 m por debajo de aquélla.

Vista de la presa de San Francisco despues de la rotura.

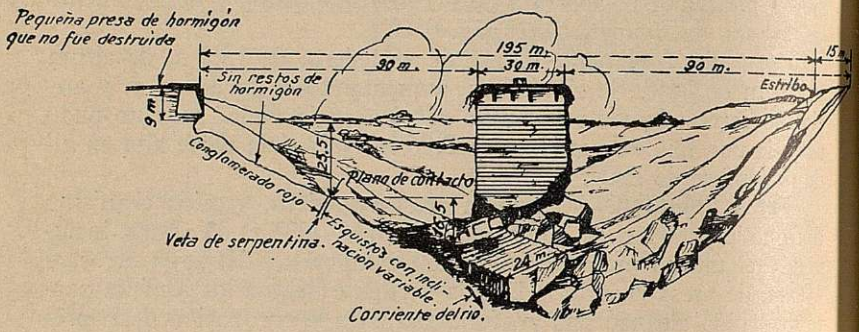


Fig. 914

En 13 de marzo de 1928, y a media noche, y estando el nivel del embalse unos 6 cm por debajo del labio del aliviadero, sobrevino la rotura. Quedaron en pie, en el centro del río, unos 30 m de longitud de presa, correspondiente a la distancia entre dos grietas de contracción; el resto de la presa fué arrastrada, y aun del trozo que quedó en pie fué arrancada, en espesor de unos 2,40 m en el paramento de agua abajo y zona inferior, una gran loncha, de unos 10 m de alto por todo el ancho (fig. 915).

El accidente ocasionó unas 400 víctimas.

Las causas se atribuyen a *defectos del terreno de cimientos*, que, al humedecerse, resultaba incapaz de resistir la presión que le transmitía la presa, y, empapado en agua, determinaba una gran subpresión, quedando la presa asentada sobre terreno fangoso, propicio a producir el deslizamiento.

Quizá si hubiese tenido más espesor en la base hubiera resultado menos carga máxima sobre cimientos y hubiera estado menos expuesta a la rotura. La zona central quedó en pie, porque sobre el terreno de su apoyo marchaban antes las aguas del cauce, y éstas, eliminando las partes susceptibles de reblandecerse, habrían producido estabilidad en el resto del terreno (*Le Génie Civil*, 14 y 28 abril 1928, tomo XCII; *Proceedings of Am. S. of Civ. Eng.*, 1929,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

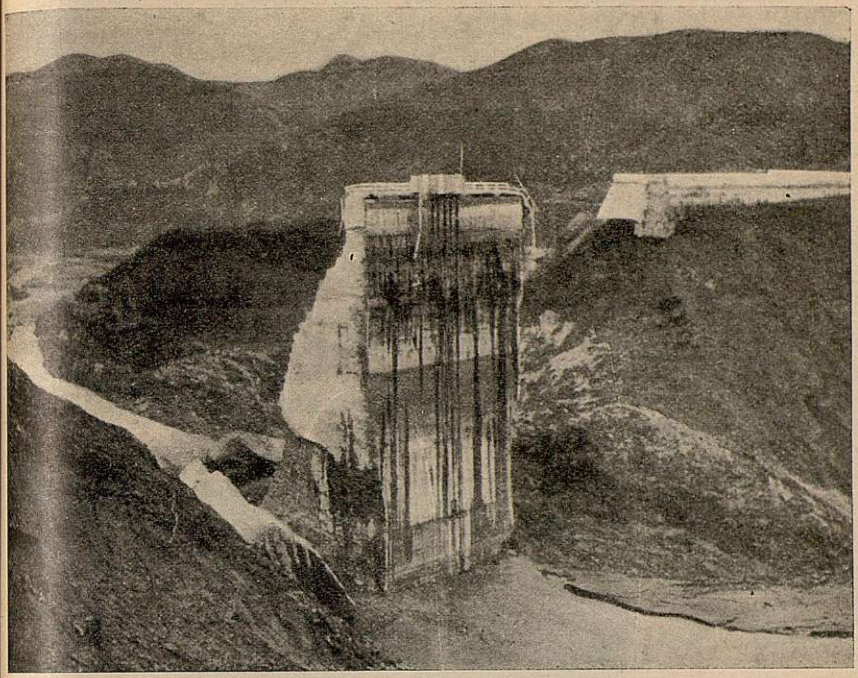


Fig. 915

página 2147; *Engineering News-Record,* 1928, primer semestre, páginas 466, 517, 553, 596 y 983).

Rotura de presas de bóvedas múltiples.

Presa del lago Gem.—Fué construída en los años 1915 y 1916. Está situada en uno de los más apartados sitios del oeste de Sierra Nevada, a 2 700 m sobre el nivel del mar. Dada la carestía de los materiales, se desechó el tipo de presa de gravedad, y se eligió el de bóvedas múltiples.

Embalsa 21 millones de metros cúbicos y consta de 16 bóvedas, de 12 m de luz, con 207 m de longitud y 33 m de altura sobre la cimentación. El espesor de ellas varía de 0,30 m en la coronación a 1,18 m en la base. Los contrafuertes tienen espesores de 0,56 m en la coronación y 3,36 m en los cimientos. Hay dos series de arriostramientos.

En los dos primeros años se notaron algunas filtraciones. Aumentaron en el tercer año, y se apreciaron concreciones blancas en el intradós de las bóvedas; y en los dos años siguientes tuvieron lugar serias desintegraciones en el hormigón de éstas, aumentando este fenómeno en importancia con el tiempo.

Se creyó primero que era debido al hielo, que, agarrándose al

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

paramento de agua arriba, al bajar el nivel quedaba colgado y arrastraba, al desgarrarse, el enlucido. Se desechó esta hipótesis al agujerearlo y ver que la superficie de la presa a 2,50 ó 3 m bajo el nivel de aguas quedaba cubierta por una capa de hielo, lo que probaba que la baja temperatura era transmitida a través de la bóveda, determinando la congelación del agua.

Se intentó remediar el mal impermeabilizando el paramento de agua arriba; pero al volver las bajas temperaturas la deterioración se originó de nuevo, y hubo que adoptar remedios más enérgicos.

Un examen minucioso de la presa, en 1924, demostró que la parte superior de las bóvedas, en una profundidad de 9 m desde la coronación, estaba en perfectas condiciones. La parte inferior de las bóvedas tenía escaso daño, y en la parte intermedia el hormigón resultó desintegrado y con escasísima resistencia (fig. 916). El de los contrafuertes no sufrió daño.

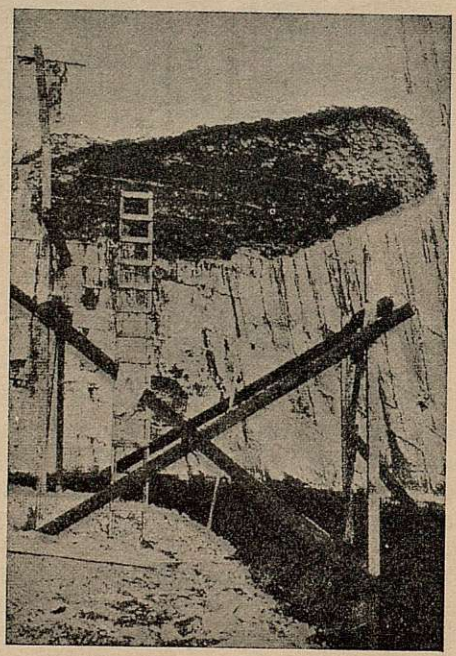


Fig. 916

Recordando las circunstancias en que tales temperaturas se produjeron, se llegó a la deducción de que el nivel del embalse, en aquel entonces, se encontraba alrededor de 9 m debajo de la coronación, lo que explicaba el buen estado del hormigón en la parte superior; y la zona inferior resultó poco deteriorada por quedar protegida por la capa de nieve que se almacenaba junto a ella.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El examen de todo ello produjo el convencimiento de que el daño fué causado por *filtraciones de agua a través del hormigón y congelación subsiguiente*. Las temperaturas llegaron a — 31°. La porosidad del hormigón fué debida a la defectuosa arena empleada en su confección.

La reparación se hizo adosando (fig. 666) desde 9 m a partir de la coronación un macizo de hormigón en masa detrás de las bóvedas (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers,* septiembre 1925; *Engineering News-Record,* 2 junio 1925, y *Bulletin Technique de la Suisse Romande,* 10 abril y 8 mayo 1926).

Presa de Mountain Dell.—En el número de 31 de marzo de 1927 del *Engineering News-Record* se cita otro caso de desintegración del hormigón, ocurrido en la presa de Mountain Dell (figuras 662 y 663).

Construída en 1916 y 1917 para abastecimiento de agua, y situada a 1 650 m sobre el nivel del mar, sufre temperaturas de — 40°. Se elevó primero sólo a 30 m, y se previó el darle 12 m más. Las bóvedas tienen un espesor variable de 0,33 en la coronación, a 1,35 en la base.

En 1919 se notaron filtraciones a través de las bóvedas, que fueron aumentando posteriormente. Cuando, en 1924, se pensó en recrecer la presa los 12 m previstos, las filtraciones tenían tal importancia, que se decidió hacer una reparación, ya que al aumentar la carga hidráulica se agravaría el mal.

Las fugas de agua eran más importantes en las juntas de construcción, y en algunos puntos de ellas el espesor del hormigón desintegrado alcanzaba todo el espesor de la bóveda.

Se reparó el hormigón deteriorado y se rellenaron los huecos y juntas descarnadas, con mortero de cemento proyectado con el cañón de cemento.

En 1926 se elevó el nivel de aguas del embalse a 28 m, y se vió que habían mejorado las condiciones de impermeabilidad. Pero al aumentar más la carga de agua, aumentaron las filtraciones a través de la superficie de la bóveda no reparada, que era la mayor parte, y se vió que era necesaria una reparación de mayor importancia, que se hizo por medio de una membrana asfáltica (sin protección de hormigón) hecha de varias capas, con un espesor de 25 mm, y aplicada en los 30 m inferiores.

Presa de Stony, Virginia (fig. 917).—De pantalla plana, tipo Ambursen, de 324 m de longitud y 15,50 m de altura sobre el fondo y 24,70 m sobre cimientos. La separación de los contrafuertes era entre ejes de 4,50 m. Situada a 1 020 m sobre el nivel del mar.

Construída de 1912 a 1914, a los seis meses de terminada, sufrió una rotura de 200 m de longitud a causa de que el rastrillo no llegaba a la roca, y las *aguas filtrantes inferiores arrastraron las capas de apoyo* y determinaron el hundimiento. En el mismo año se reparó y bajó el rastrillo hasta apoyarlo completamente en la roca.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

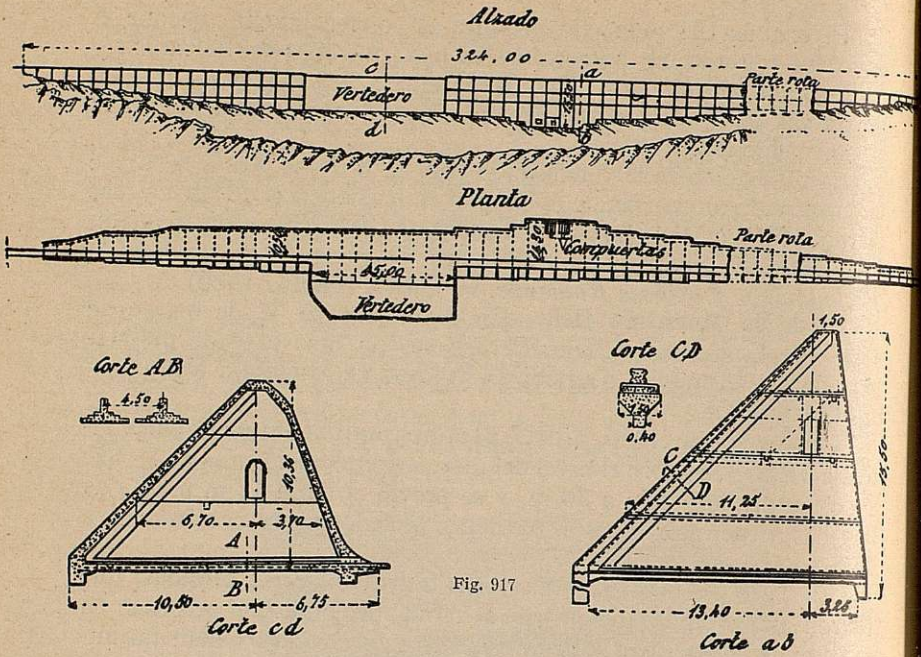


Fig. 917

En 1919 empezó a notarse la desintegración del hormigón, que se ha atribuído a la defectuosa ejecución de éste. (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers,* marzo 1926; *Energia Elettrica,* 1925, pág. 521).

Presa de Dansville, E. U. (fig. 918).—Tipo Ambursen, de pan-

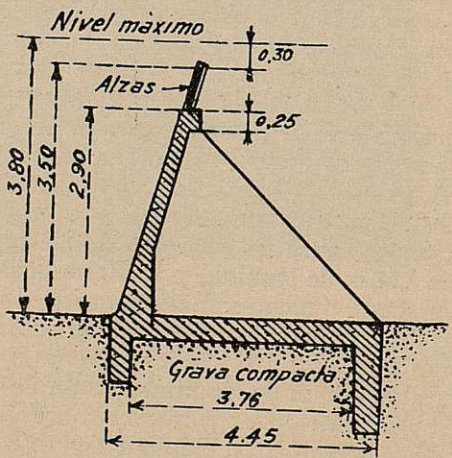


Fig. 918

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

talla plana, de 111 m de longitud, con separación entre ejes de contrafuertes de 4,50 m. Se rompió en diciembre de 1909 en una longitud de 32 metros.

El pequeño talud del paramento de agua arriba reducía el peso estabilizador del agua y hacía el momento del vuelco casi igual al estabilizador. Por otra parte, la profundidad del rastrillo de agua abajo hacía que la subpresión se desarrollara casi totalmente sobre la base, favoreciendo el deslizamiento y vuelco (*Energia Elettrica,* 1925, pág. 521; *Barrages,* Bonnet, pág. 784).

Presa de Asley, Pittsfield (Massachussets). — Construída en 1907-8; cimentada sobre aluviones glaciares; de 12,5 m de altura y 140 m de longitud. Al ponerla en carga se manifestaron fugas de agua; fueron corregidas algunas. A pesar de ello, sobrevino el accidente en enero de 1909.

El agua hizo un agujero de 6 m de profundidad, 16 m de ancho y 15 m de largo bajo la presa, que permaneció en pie e intacta.

La causa de la rotura fué el *sifonamiento inferior por defecto de cimentación.*

Presa de Plattsburg (E. U.).—De 10 m de altura, sobre aluviones glaciares; se manifestaron fugas, mas fueron corregidas con gran cuidado tan pronto aparecían, por haber una gran vigilancia; se descuidó ésta y vino la catástrofe en mayo de 1916, arrastrando 32 m de presa.

La causa de la rotura fué el *sifonamiento inferior por defectuosa cimentación.*

Se ve, pues, la necesidad de preocuparse mucho de la cimentación, el procurar sea impermeable; el aminorar o reducir las fugas con un rastrillo agua arriba; y el no descuidar la vigilancia y observación para poder corregirlas cuando se produzcan.

Presa de Gleno (Italia).—Produjo su rotura 600 víctimas. De planta formada por una curva con dos rectas acordadas en sus extremos, como indica la figura 919. Constaba de un macizo inferior, que ocupaba el antiguo cauce, de mampostería con cal hidráulica, estando en él situada una galería de descarga de 4 m de ancha por 10 m de altura, que sirvió para dar paso a las aguas durante la construcción, y que se taponó agua arriba. La parte recta se separaba de la curva por a modo de pilas-estribo. Constaba de 12 bóvedas en la parte recta, 9 en la curva y 5 en la otra alineación recta, de 6 m de luz, con 0,35 m de espesor en la parte superior y 0,45 en la base, inclinadas aquéllas 51°. Los contrafuertes, separados 8 m entre ejes, tenían 27 m de altura, 30 de ancho, y 3,50 de espesor en la base y 1,90 en la coronación.

La parte destruída aparece indicada en la figura 919, y correspondió a la parte curva, cimentada sobre el muro de mampostería de cal hidráulica.

La causa de la rotura fué la mala calidad de la mampostería, ejecutada con cal poco hidráulica, y que seguramente no había aún endurecido; el empleo de arenas y gravas poco lavadas, y la falta

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

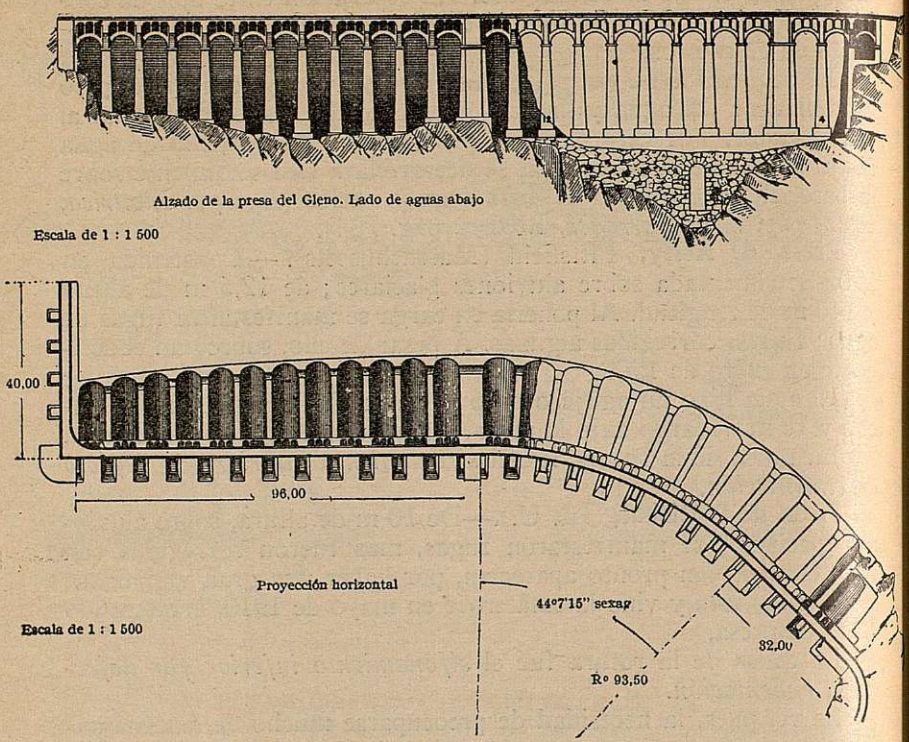


Fig. 919

de cuidado en la realización del hormigón en contrafuertes y bóvedas, resultando macizos porosos, en los que además se sumergían mampuestos, haciendo una especie de hormigón ciclópeo. También a la falta de cuidado en la ejecución de la cimentación y anclado en la roca, lisa y con declive hacia agua abajo, y a la falta de rastrillo agua arriba que anulara o redujera la subpresión.

En resumen, la causa de rotura puede atribuirse a la *mala calidad y defectuosa ejecución de la fábrica y a la poco cuidadosa cimentación* (*Revista de O. P.*, 1924, pág. 133; *Annali dei Lavori Pubblici*, mayo 1924; *Relazione Peritale sopra le cause che hanno determinato la rovina della diga del Pian di Gleno*, G. Ganassini e A. Danusso).

Rotura de presas-bóveda.

Presa sobre el río Moyie, Idaho (E. U.) (fig. 920). De 17 metros de altura, con 1,60 m de espesor en la base y 0,6 m en la coronación. Paramento de agua arriba vertical, y la presa, en arco de

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

círculo, de 20 m de radio con 46 m de longitud de coronación, reforzada con carriles colocados cerca del paramento agua arriba.

El estribo izquierdo, en el que estaba situado el aliviadero, se empotraba en una restinga de unos 15 m de anchura, que separaba el cauce principal del secundario de un afluente que se unía agua abajo de la presa.

La roca de esta restinga estaba estratificada, con una inclina-

Fig. 920

ción de 30º hacia agua abajo, y formada por bancos alternados, unos más blandos que otros.

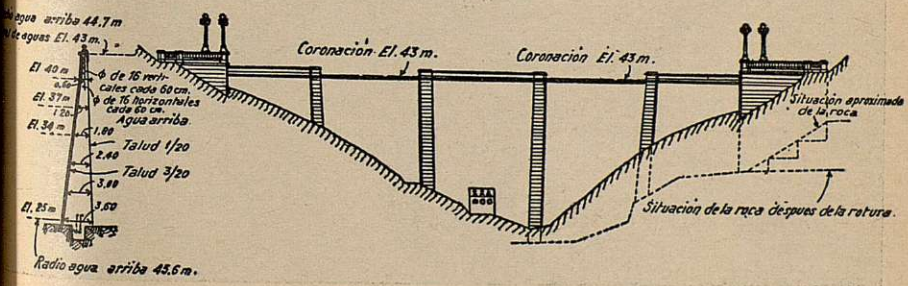


Fig. 921

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Parece ser que antes de la riada que ocasionó la rotura, el afluente debilitó los estratos blandos, quedando los otros con poco apoyo, y la riada, muy superior a las previstas, ya que vertió sobre la presa en lámina de unos 3 m de espesor, destruyó el aliviadero y el estribo izquierdo de la presa, haciéndose un paso de 15 m de profundidad bajo la coronación, 5,4 m de ancho y 24 m de largo, quedando la bóveda sin apoyo.

La causa de la rotura fué, pues, la *defectuosa cimentación.* (*Engineering News-Record,* 14 octubre 1926, pág. 616).

Presa de Lanier.—Forma el llamado lago Lanier, en Tryon, N. C., Estados Unidos (fig. 921). La presa, del tipo de radio constante de 45 m; tiene 19 m de altura, 90 m de longitud, con 3,75 metros de espesor en la base y 0,6 en la coronación. Está armada sólo en los 4,6 m superiores y en el anclaje del rastrillo de la base, de 1,5 m de profundidad. Como el área de la cuenca es pequeña, se dispuso la presa, para que el agua pudiera verter por encima, en dos zonas. La presa se cimentó sobre roca.

Como la roca encontrada en los estribos no era muy resistente, se hicieron artificiales del tipo gravedad, de mampostería ciclópea, con un rastrillo en el paramento de agua arriba, que llegaba en uno de ellos a 1,5 m de profundidad.

El agua circundó y sifonó el estribo izquierdo, apoyado en tierras, roca descompuesta entre estratos de roca dura y algunas arcillas y destruyó este apoyo.

La causa de la rotura fué la *defectuosa cimentación,* por la pre-

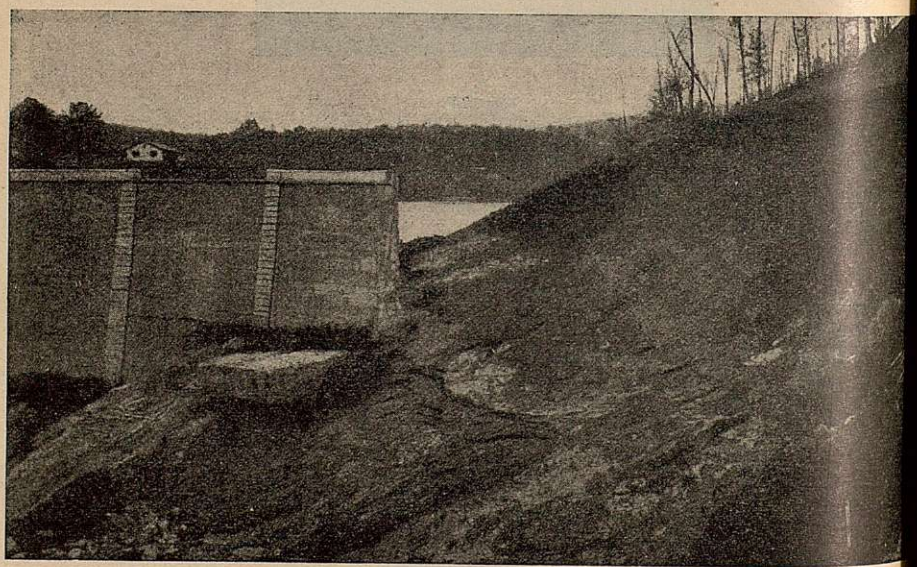


Fig. 922

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tipo	Altura en m	1	1 (a)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	Total	Por ciento
Tierra	0-7,5	15	4	4	1	5	...	...	..	...	...	...	...	...	...	1	...	4	...	34	21
	7,5-15	16	1	5	...	5	2	2	2	...	1	...	...	...	...	1	1	1	...	37	23
	15-22	3	...	5	4	2	3	2	2	...	...	1	...	...	...	1	...	3	...	26	16
	22-30	...	...	...	...	1	...	...	2	...	...	...	...	...	...	...	1	2	...	6	4
	30-38	...	...	...	1	...	1	1	1	...	...	...	1	...	...	...	...	1	...	6	4
	38-46	...	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	1	1	...	...	...	...	3	2
	46	...	...	...	1	...	...	...	2	...	...	...	...	...	...	...	...	2	...	5	3
	Desconocida	10	3	4	1	5	...	...	2	...	1	1	2	...	1	...	1	5	6	42	27
Total		44	8	18	8	18	6	5	12	0	2	2	3	1	2	3	3	18	6	159	100
Por ciento		28	5	11	5	11	4	3	8	0	1	1	2	1	1	2	2	11	4	100	
Escollera	0-7,5	...	...	1	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	...	...	3	25
	7,5-15	2	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	3	25
	15-22	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	8
	22-30	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	0	0
	30-38	1	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	17
	38-46	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	8
	46	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	2	17
Total		4	0	1	2	0	1	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0	12	100
Por ciento		33	0	8 1/2	17	0	8 1/2	8 1/2	0	0	0	8 1/2	0	0	8 1/2	0	8 1/2	0	0	100	
Gravedad	0-7,5	...	...	7	2	...	3	...	...	5	1	...	...	...	...	...	...	3	...	21	31
	7,5-15	2	1	3	5	...	4	...	...	1	1	1	...	...	...	...	...	2	...	20	30
	15-22	...	...	2	1	...	...	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	2	...	6	9
	22-30	1	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	3
	30-38	2	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	3
	38-46	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	...	2	3
	46-60	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	1,5
	60	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	1,5
	Desconocida	1	...	7	...	...	...	1	...	...	...	...	...	1	...	1	...	1	...	12	18
Total		6	1	21	8	0	8	2	0	6	2	1	0	2	0	1	0	9	0	67	100
Por ciento		9	1,5	31	12	0	12	3	0	9	3	1,5	0	3	0	1,5	0	13,5	0	100	
Bóveda	15-30	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	...	...	...	...	...	2	100
Total		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	2	
Por ciento		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	0	0	100	
Bóvedas múltiples	0-15	...	...	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	20
	15-30	...	...	...	1	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	40
	30-45	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	20
	45	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	20
Total		0	0	0	2	0	1	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	100
Por ciento		0	0	0	40	0	20	0	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
Pantalla palanca	4-15	...	...	6	...	...	...	...	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	7	100
Por ciento		0	0	86	0	0	0	0	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
Metálica	21	...	...	1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1	100
Madera	1 de 30 m; 16 de menos de 30 m	2	...	4	5	...	...	1	...	...	2	...	...	...	...	...	...	3	...	17	100
Por ciento		12	0	23	29	0	0	6	0	0	12	0	0	0	0	0	0	18	0	100	
Desconocido	Desconocida	2	...	1	1	...	1	...	...	1	...	...	...	1	...	...	...	16	...	23	100
Por ciento		9	0	4	4	0	4	0	0	4	0	0	0	4	0	0	0	70	0	100	
Suma total		58	9	52	26	18	17	9	12	9	7	4	3	6	3	4	3	47	6	293	
Por ciento		20	3	18	9	6	6	3	4	3	3	1	1	2	1	1	1	16	2	100	

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

sencia de roca descompuesta bajo el estribo (*Engineering News-Record,* 28 enero 1926, pág. 172, y 14 octubre 1926).

Es interesante señalar que las dos presas resistieron con pocos daños esta avalancha de agua y la reconstrucción fué sencilla. La fotografía (fig. 922) da idea de la situación de la presa de Lanier después del accidente, habiéndose limitado la rotura en la junta de unión de la bóveda y el estribo de gravedad.

Cuadro estadístico de roturas de presas.

Transcribimos a continuación un cuadro estadístico de roturas de presas, totales, parciales e iniciadas, ocurridas desde 1799 a diciembre de 1931, publicado en el número de enero de 1932 de los *Proceedings of the American Society of Civil Engineers,* pág. 30.

Las causas de rotura, con la numeración en que aparecen en el cuadro, son:

1.º Aliviadero insuficiente.
1.º *a*) " " Ola de riada debida a la rotura de una presa agua arriba.
2.º Rastrillos inadecuados. Cimentación porosa con filtraciones y erosión bajo la presa de tierra o permitiendo el deslizamiento en las presas de fábrica.
3.º Faltas de construcción. Material poco compacto en las presas de tierra o defectuosa ejecución en las de fábrica.
4.º Filtraciones en el contorno de las tuberías que atraviesan la presa en las de tierra o escollera.
5.º Defectos de proyecto. Taludes demasiado fuertes en las de tierra; sección demasiado ligera en las de mampostería.
6.º Insuficiencia de medios para desviar el río durante la construcción.
7.º Excesiva cantidad de arcilla u otra clase de material fino.
8.º Presión del hielo o efecto de desintegración del mismo.
9.º Explotación o conservación inadecuada.
10. Minado por animales roedores.
11. Materiales malos o conteniendo sales solubles.
12. Cimentación inestable o estructuralmente débil.
13. Tuberías a través de presas de tierra o escollera deficientemente apoyadas, que ocasionan asientos o rotura. Mala colocación de las válvulas.
14. Erosión al pie de la presa o aliviadero.
15. Terremotos.
16. Varias causas o causas indeterminadas.
17. Rotura del fondo en pequeños embalses.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

APENDICES

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

APENDICE NUM. 1

Cálculo de una presa-vertedero maciza

Sea la altura de la presa 27 m. El máximo espesor de la lámina vertiente por encima de la coronación lo suponemos de 3 m. En este espesor, deducido por el conocimiento del caudal de máxima riada y la longitud útil de aliviadero, conviene tomar un cierto margen de seguridad para prevenir el caso de una riada mayor que la supuesta, que pudiera falsear el cálculo siguiente. El peso específico de la fábrica lo fijamos en 2 300 kg/m³; el peso específico del agua, en 1 000 kg/m³. Suponemos que no puede realizarse el empuje del hielo. Consideramos una subpresión de ley de variación lineal desde un valor igual a la mitad de la cota de agua en el paramento de agua arriba, a cero en el paramento de agua abajo. Suponemos que no existe calado de aguas, agua abajo de la presa. La calculamos para una zona de un metro de longitud.

Dibujamos primeramente el perfil de Creager (fig. 937), y la tabla α nos da los valores de las abscisas y ordenadas del paramento y superficies exterior e interior de la lámina vertiente.

Para obtener estas cifras hemos multiplicado por 3 (espesor de la lámina) las que consigna el cuadro de la página 174 del primer tomo.

TABLA α

Perfil de Creager

Ordenadas y	ABSCISAS x		
	Paramento	Lámina superior	Lámina inferior
m	m	m	m
0,0	0,378	— 2,493	0,378
0,3	0,108	— 2,409	0,108
0,6	0,021	— 2,316	0,021
0,9	0,00	— 2,22	0,00
1,2	0,021	— 2,106	0,021
1,8	0,18	— 1,86	0,189
2,4	0,426	— 1,533	0,459
3,0	0,771	— 1,14	0,801
3,6	1,191	— 0,657	1,23
4,2	1,695	— 0,09	1,77
5,1	2,61	0,915	2,76
6,0	3,66	2,079	3,93
7,5	5,88	4,50	6,3
9	8,46	7,50	9,33
10,5	11,46	10,98	12,78
12	14,79	15,00	16,83
13,5	18,66	19,62	21,45

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Después empezamos la comprobación por fajas.

A la primera zona le damos una forma trapecial aproximada a la forma curva real.

La presión del agua sobre el contorno *BCD* (fig. 923) es despreciable por haber dado a la coronación la forma del chorro líquido.

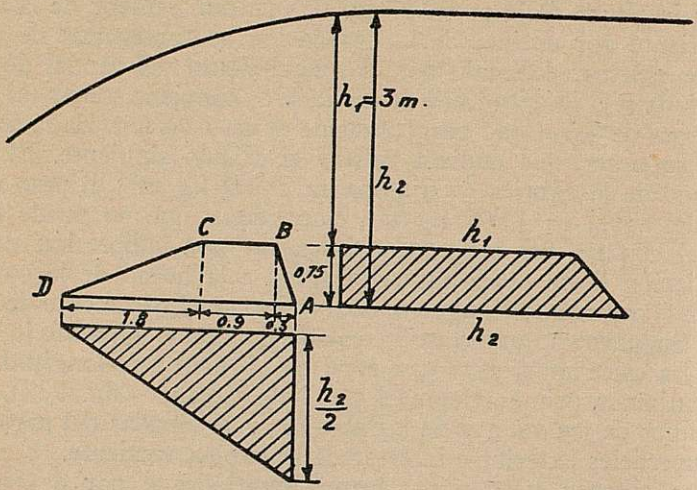


Fig. 923

Vamos a comprobar la primera junta:

Primera faja.—Comprobación de la junta a 0,75 m bajo la coronación (fig. 923):

Tomando momentos respecto a *A* formaremos la tabla I, y de ella deducimos que el punto de paso de la resultante a embalse lleno es

$$y = \frac{\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_z)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{2\,112}{551} = 3{,}83 \text{ m}$$

El núcleo central está entre uno y dos metros. La resultante corta a la junta fuera del núcleo y de ella misma.

Las cargas de trabajo serán en nuestro caso

$$P_D = \frac{\Sigma(W)_F}{l}\left(\frac{6y}{l} - 2\right) = \frac{551}{3}\left(\frac{6 \cdot 3{,}83}{3} - 2\right) = 0{,}1 \text{ kg/cm}^2 \text{ compresión}$$

$$P_A = \frac{\Sigma(W)_F}{l}\left(4 - \frac{6y}{l}\right) = \frac{551}{3}\left(4 - \frac{6 \cdot 3{,}83}{3}\right) = -0{,}067 \text{ kg/cm}^2 \text{ tracción}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA I

Comprobación de la junta a 0,75 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazos de palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería	$\frac{0{,}75\times1{,}8}{2}\times 2\,300$		1 552	1,8		2 794
		$0{,}9\times0{,}75\times2\,300$		1 552	0,75		1 164
		$\frac{0{,}3\times0{,}75}{2}\times 2\,300$		259	0,2		52
			$\Sigma(W)_E$	3 363		$\Sigma(W_x)_E$	4 010
	Subpresión	$3\times\frac{3.75}{2}\times1\,000\,\frac{1}{2}$		— 2 812	1		— 2 812
			$\Sigma(W)_F$	551		$\Sigma(W_x)_F$	1 198
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3\times0{,}75\times1\,000$		2 250	0,375		844
		$\frac{1}{2}\,0{,}75^2\cdot1\,000$		281	0,25		70
			$\Sigma(P)_F$	2 531		$\Sigma(P_x)_F$	914

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 2\,112$$

A embalse vacío

$$y' = \frac{\Sigma(W_x)_E}{\Sigma(W)_E} = \frac{4\,010}{3\,363} = 1{,}19$$

El núcleo central está entre 1 y 2 m a partir de A; cae, pues, dentro

La carga vertical mínima será

$$P'_D = \frac{\Sigma(W)_E}{l}\left(\frac{6y'}{l} - 2\right) = \frac{3\,363}{3}\left(\frac{6\cdot1{,}19}{3} - 2\right) = 0{,}04 \text{ kg/cm}^2$$

y la máxima

$$P'_A = \frac{\Sigma(W)_E}{l}\left(4 - \frac{6y'}{l}\right) = \frac{3\,363}{3}\left(4 - \frac{6\cdot1{,}19}{3}\right) = 0{,}18 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de la tg θ será

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{2\,531}{551} = 4{,}6$$

muy superior al de 0,75 admitido.

Vemos, pues, que trabaja la fábrica a tracción y que no es bue-

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

na su estabilidad al deslizamiento tangencial; esto pasa en todas las presas con la coronación en esta forma; y para combatir estos resultados, se suele o hacer monolítica, o trabar bien los sillares, o reforzar las zonas a tensión, armándolas.

Segunda faja.—Junta a 1,50 m bajo la coronación:

Sea la figura 924 y formemos la tabla II.

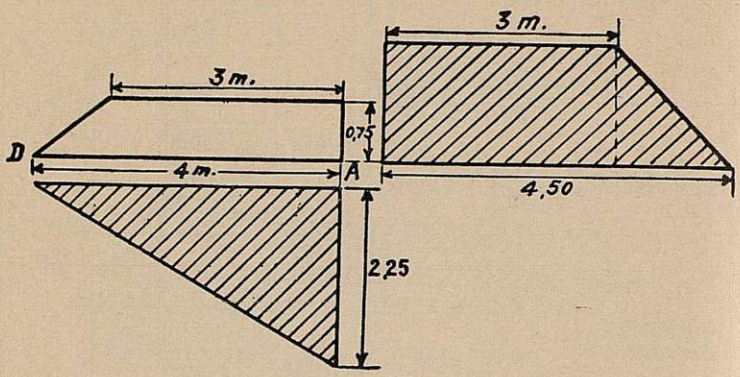


Fig. 924

El punto de aplicación de la resultante a embalse lleno es

$$y = \frac{\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{12\,596}{4\,900} = 2{,}57$$

El núcleo central está comprendido entre las abscisas 1,33 y 2,66, contadas a partir de A; luego cae dentro de él.

Las cargas serán

$$P_A = \frac{4\,900}{4}\left(4 - \frac{6 \cdot 2{,}57}{4}\right) = 0{,}018 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{compresión}$$

$$P_D = \frac{4\,900}{4}\left(\frac{6 \cdot 2{,}57}{4} - 2\right) = 0{,}23 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{compresión}$$

A embalse vacío

$$y' = \frac{\Sigma(W_x)_E}{\Sigma(W)_E} = \frac{14\,644}{9\,400} = 1{,}55 \text{ m}$$

las cargas serán

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA II

Comprobación de la junta a 1,50 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería sobre el nivel, 0,75	—		3 363	—		4 010
	Mampostería bajo el nivel, 0,75	$3 \times 0{,}75 \times 2\,300$		5 175	1,5		7 762
		$\frac{1 \times 0{,}75}{2} \cdot 2\,300$		862	3,33		2 872
			$\Sigma(W)_E$	9 400		$\Sigma(W_x)_E$	14 644
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,2{,}25 \cdot 4 \cdot 1\,000$		— 4 500	1,33		— 5 985
			$\Sigma(W)_F$	4 900		$\Sigma(W_x)_F$	8 659
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 1{,}50 \times 1\,000$		4 500	0,75		3 375
		$\frac{1{,}5^2}{2} \cdot 1\,000$		1 125	0,5		562
			$\Sigma(P)_F$	5 625		$\Sigma(P_x)_F$	3 937

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 12\,596$$

$$P'_A = \frac{9\,400}{4}\left(4 - \frac{6 \cdot 1{,}55}{4}\right) = 0{,}39 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{compresión}$$

$$P'_D = \frac{9\,400}{4}\left(\frac{6 \cdot 1{,}55}{4} - 2\right) = 0{,}08 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{compresión}$$

El valor de la tg θ será

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{5\,625}{4\,900} = 1{,}15$$

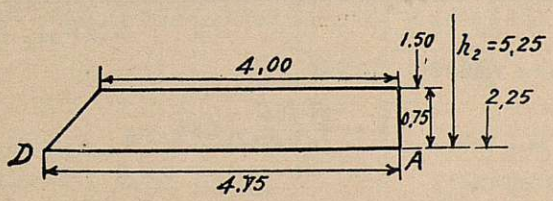


Fig. 925

mayor que 0,75; continúa estando en malas condiciones de resistencia al deslizamiento tangencial.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Tercera faja.—Junta a 2,25 m bajo la coronación:

Sea la figura 925 y formemos la tabla III; de ella deducimos que el punto de paso a embalse lleno está a

$$y = \frac{30\,836}{10\,713} = 2{,}87\ \text{m}$$

El núcleo central cae entre 1,58 y 3,16 m; luego la resultante está dentro de él. Las cargas serán

$$P_A = \frac{10\,713}{4{,}75}\left(4 - \frac{6 \cdot 2{,}87}{4{,}75}\right) = 0{,}083\ \text{kg/cm}^2$$

$$P_D = \frac{10\,713}{4{,}75}\left(\frac{6 \cdot 2{,}87}{4{,}75} - 2\right) = 0{,}368\ \text{kg/cm}^2$$

TABLA III

Comprobación de la junta a 2,25 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería sobre el nivel, 1,50	—		9 400	—		14 644
	Mampostería bajo el nivel, 1,50	$4 \times 0{,}75 \times 2\,300$		6 900	2		13 800
		$\frac{0{,}75^2}{2} \cdot 2\,300$		647	4,25		2 750
			$\Sigma(W)_E$	16 947		$\Sigma(W_x)_E$	31 194
	Subpresión	$4{,}75\,\frac{1}{2}\,\frac{5{,}25}{2} \cdot 1\,000$		— 6 234	1,58		— 9 850
			$\Sigma(W)_F$	10 713		$\Sigma(W_x)_F$	21 344
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 2{,}25 \times 1\,000$		6 750	1,125		7 594
		$\frac{2{,}25^2}{2} \times 1\,000$		2 531	0,75		1 898
			$\Sigma(P)_F$	9 281		$\Sigma(P_x)_F$	9 492

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 30\,836$$

A embalse vacío

$$y' = \frac{31\,194}{16\,947} = 1{,}84$$

y las cargas serán

$$P'_A = \frac{16\,947}{4{,}75}\left(4 - \frac{6 \cdot 1{,}84}{4{,}75}\right) = 0{,}59\ \text{kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{16\,947}{4{,}75}\left(\frac{6 \cdot 1{,}84}{4{,}75} - 2\right) = 0{,}12\ \text{kg/cm}^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{9\,281}{10\,713} = 0{,}86 > 0{,}75$$

está, pues, aún en malas condiciones respecto al deslizamiento.

Cuarta faia.—Junta a 3 m bajo la coronación:

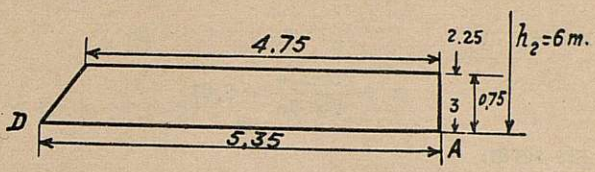


Fig. 926

Sea la figura 926 y formemos la tabla IV; de ella deducimos:

Punto de paso de la resultante,

$$y = \frac{56\,930}{17\,633} = 3{,}22$$

TABLA IV

Comprobación de la junta a 3 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
Fuerzas verticales	Mampostería encima nivel, 2,25	—		Kg 16 947	m —		Kgm 31 194
	Mampostería bajo este nivel	$0{,}75\times4{,}75\times2\,300$		8 194	2,375		19 460
		$\frac{1}{2}\,0{,}60\times0{,}75\times2\,300$		517	4,95		2 560
			$\Sigma(W)_E$	25 658		$\Sigma(W_x)_E$	53 214
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,5{,}35\,\frac{6}{2}\cdot1\,000$		— 8 025	1,78		— 14 284
			$\Sigma(W)_F$	17 633		$\Sigma(W_x)_F$	38 930
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3\times3\times1000$		9 000	1,5		13 500
		$\frac{3\times3}{2}\times1\,000$		4 500	1		4 500
			$\Sigma(P)_F$	13 500		$\Sigma(P_x)_F$	18 000

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 56\,930$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El núcleo central cae entre 1,78 y 3,56 m; luego la resultante está dentro de él.

Las cargas serán

$$P_D = \frac{17\,633}{5,35}\left(\frac{6 \cdot 3,22}{5,35} - 2\right) = 0,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = \frac{17\,633}{5,35}\left(4 - \frac{6 \cdot 3,22}{5,35}\right) = 0,12 \text{ kg/cm}^2$$

A embalse vacío

$$y' = \frac{53\,214}{25\,658} = 2,07$$

y las cargas serán

$$P'_A = \frac{25\,658}{5,35}\left(4 - \frac{6 \cdot 2,07}{5,35}\right) = 0,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{25\,658}{5,35}\left(\frac{6 \cdot 2,07}{5,35} - 2\right) = 0,16 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{13\,500}{17\,633} = 0,76 > 0,75$$

cercana ya al valor límite.

Quinta faja.—Junta a 3,75 bajo la coronación:

Sea la figura 927 y formemos la tabla V; de ella deduciremos:

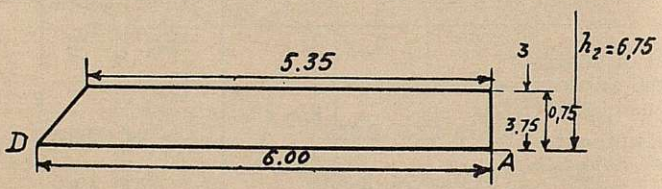


Fig. 927

El punto de paso de la resultante a embalse lleno, que será:

$$y = \frac{90\,657}{25\,323} = 3,58$$

El núcleo central está entre 2 y 4 m.

Las cargas serán

$$P_D = \frac{25\,323}{6}\left(\frac{6 \cdot 3,58}{6} - 2\right) = 0,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = \frac{25\,323}{6}\left(4 - \frac{6 \cdot 3,58}{6}\right) = 0,17 \text{ kg/cm}^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El punto de paso a embalse vacío es

$$y' = \frac{81\,025}{35\,448} = 2{,}28$$

y las cargas serán

$$P'_A = \frac{35\,448}{6}\left(4 - \frac{6 \cdot 2{,}28}{6}\right) = 1{,}02 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{35\,448}{6}\left(\frac{6 \cdot 2{,}28}{6} - 2\right) = 0{,}16 \quad \text{kg/cm}^2$$

El valor de la tg θ será

TABLA V

Comprobación de la junta a 3,75 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería anterior, a 3 m	—		25 658	—		53 214
	Mampostería inferior, a 3 m	$5{,}35 \times 0{,}75 \times 2\,300$		9 229	2,675		24 687
		$0{,}65 \times \frac{0{,}75}{2} \times 2\,300$		561	5,57		3 124
			$\Sigma(W)_E$	35 448		$\Sigma(W_x)_E$	81 025
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,6 \cdot \frac{6{,}75}{2} \cdot 1\,000$		— 10 125	2		— 20 250
			$\Sigma(W)_F$	25 323		$\Sigma(W_x)_F$	60 775
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 3{,}75 \times 1\,000$		11 250	1,875		21 093
		$\frac{1}{2}\,\overline{3{,}75^2} \times 1\,000$		7 031	1,25		8 789
			$\Sigma(P)_F$	18 281		$\Sigma(P_x)_F$	29 882

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 90\,657$$

$$\text{tg}\,\theta = \frac{18\,281}{25\,323} = 0{,}72$$

Está ya en buenas condiciones en cuanto al deslizamiento, y el coeficiente de seguridad es

$$\frac{25\,323 \times 0{,}75}{18\,281} = 1{,}04$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Sexta faja.—Junta a 6 m bajo la coronación:

Sea la figura 928 y formemos la tabla VI; de ella deduciremos:

Punto de paso de la resultante a embalse lleno,

$$y = \frac{247\,946}{53\,538} = 4{,}63$$

El núcleo central está entre 2,53 y 5,06.

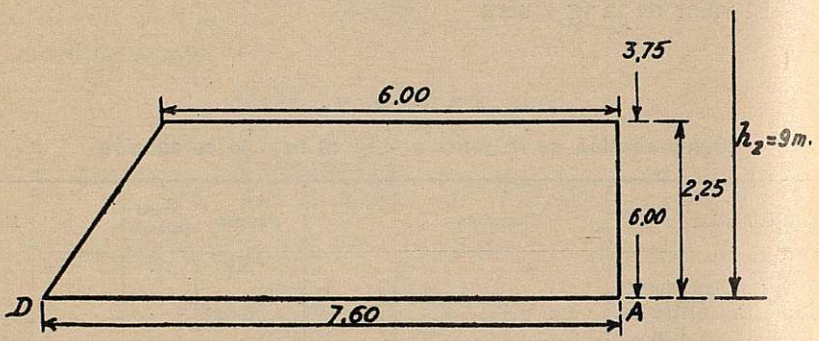


Fig. 928

Las cargas serán

$$P_D = \frac{53\,538}{7{,}6}\left(\frac{6 \cdot 4{,}63}{7{,}6} - 2\right) = 1{,}16 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = \frac{53\,538}{7{,}6}\left(4 - \frac{6 \cdot 4{,}63}{7{,}6}\right) = 0{,}25 \text{ kg/cm}^2$$

El punto de paso a embalse vacío será

$$y' = \frac{201\,209}{70\,638} = 2{,}85$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA VI

Comprobación de la junta a 6 m de la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería sobre el nivel, 3,75	—		35 448	—		81 025
	Mampostería bajo el nivel, 3,75	$6 \times 2{,}25 \times 2\,300$		31 050	3		93 150
		$\frac{1{,}60 \times 2{,}25}{2} \times 2\,300$		4 140	6,53		27 034
			$\Sigma(W)_E$	70 638		$\Sigma(W_x)_E$	201 209
	Subpresión	$\frac{1}{2} 7{,}60 \cdot \frac{9}{2} \cdot 1\,000$		— 17 100	2,53		— 43 263
			$\Sigma(W)_F$	53 538		$\Sigma(W_x)_F$	157 946
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 6 \times 1\,000$		18 000	3		54 000
		$\frac{6^2}{2} \cdot 1\,000$		18 000	2		36 000
			$\Sigma(P)_F$	36 000		$\Sigma(P_x)_F$	90 000

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 247\,946$$

y las cargas

$$P'_A = \frac{70\,638}{7{,}6}\left(4 - \frac{6 \cdot 2{,}85}{7{,}6}\right) = 1{,}62 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{70\,638}{7{,}6}\left(\frac{6 \cdot 2{,}85}{7{,}6} - 2\right) = 0{,}23 \text{ kg/cm}^2$$

el valor de la tg θ será

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{36\,000}{53\,538} = 0{,}67 < 0{,}75$$

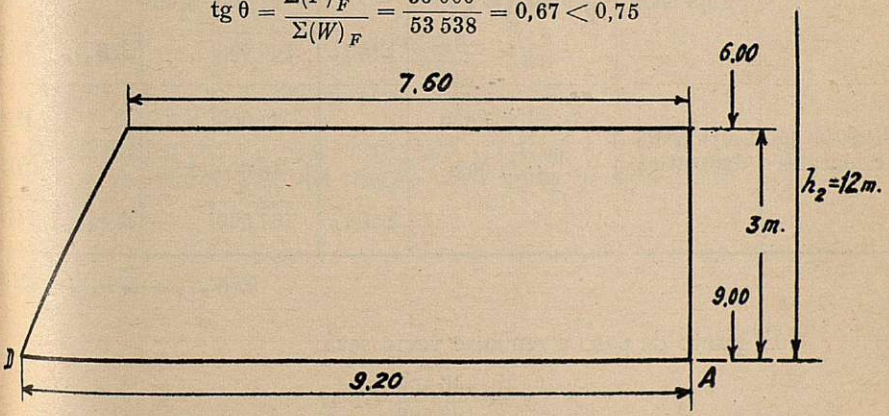


Fig. 929

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Séptima faja.—Junta a 9 m bajo la coronación:

Sea la figura 929 y formemos la tabla VII, de la que deduciremos:

Punto de paso de la fuerza a embalse lleno,

$$y = \frac{603\,903}{100\,998} = 5{,}98$$

El núcleo central está entre 3,06 y 6,12 m a partir de A.

Las cargas serán

$$P_D = \frac{100\,998}{9{,}2}\left(\frac{6 \cdot 5{,}98}{9{,}2} - 2\right) = 2{,}08 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = \frac{100\,998}{9{,}2}\left(4 - \frac{6 \cdot 5{,}98}{9{,}2}\right) = 0{,}11 \text{ kg/cm}^2$$

TABLA VII

Comprobación de la junta a 9 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mamposterías obre nivel, 6 m	—		70 638	—		201 209
	Mampostería bajo nivel, 6 m	$7{,}60 \times 3 \times 2\,300$		52 440	3,8		199 272
		$\frac{1{,}60 \times 3}{2} \times 2\,300$		5 520	8,13		44 878
			$\Sigma(W)_E$	128 598		$\Sigma(W_x)_E$	445 359
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,9{,}20\,\frac{12}{2} \cdot 1\,000$		— 27 600	3,06		— 84 456
			$\Sigma(W)_F$	100 998		$\Sigma(W_x)_F$	360 903
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 9 \times 1\,000$		27 000	4,5		121 500
		$\frac{9^2}{2} \times 1\,000$		40 500	3		121 500
			$\Sigma(P)_F$	67 500		$\Sigma(P_x)_F$	243 000

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 603\,903$$

El punto de paso a embalse vacío será

$$y' = \frac{445\,359}{128\,598} = 3{,}47$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y las cargas serán

$$P'_A = \frac{128\,598}{9,2}\left(4 - \frac{6 \cdot 3,47}{9,2}\right) = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{128\,598}{9,2}\left(\frac{6 \cdot 3,47}{9,2} - 2\right) = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{17\,500}{100\,998} = 0,66 < 0,75$$

Octava faja.—Junta a 12 m bajo la coronación:

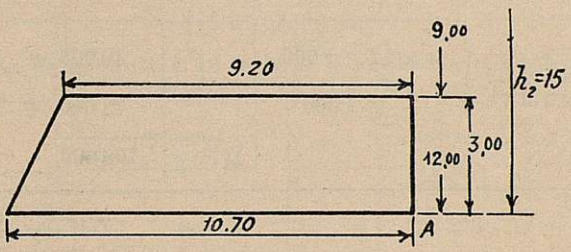


Fig. 930

Sea la figura 930 y formemos la tabla VIII; de ella deduciremos:

Punto de paso de la resultante a embalse lleno,

$$y = \frac{1\,148\,318}{157\,128} = 7,3$$

El núcleo central está entre 3,56 y 7,13.

La resultante sale del núcleo poco antes de esta junta.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA VIII

Comprobación de la junta a 12 m bajo la coronación.—Primer tanteo

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería sobre nivel, 9 m	—		128 598	—		445 359
	Mampostería bajo nivel, 9 m	$9{,}20 \times 3 \times 2\,300$		63 480	4,6		292 008
		$\frac{1{,}5 \times 3}{2} \times 2\,300$		5 175	9,70		50 197
			$\Sigma(W)_E$	197 253		$\Sigma(W_x)_E$	787 564
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,10{,}70\,\frac{15}{2}\,1\,000$		— 40 125	3,57		—143 246
			$\Sigma(W)_F$	157 128		$\Sigma(W_x)_F$	644 318
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 12 \times 1\,000$		36 000	6		216 000
		$\frac{12^2}{2} \cdot 1\,000$		72 000	4		288 000
			$\Sigma(P)_F$	108 000		$\Sigma(P_x)_F$	504 000

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 1\,148\,318$$

Vamos a realizar otro tanteo y tenemos ya que abandonar el perfil Creager.

Octava faja.—Segundo tanteo. Junta a 12 m bajo la coronación:

Podíamos suponer un ancho de $9{,}20 + x$, formar la tabla correspondiente y obtener x de modo que la resultante pase por el extremo del núcleo central; pero resulta más cómodo proceder por tanteos.

Sea la figura 931 y formemos la tabla IX; de ella deduciremos:

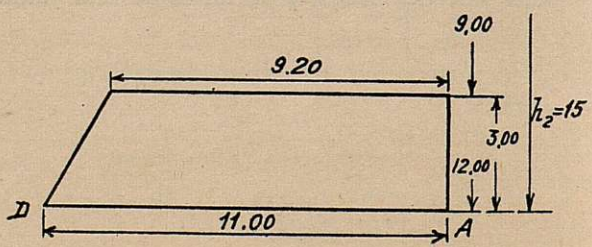


Fig. 931

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Punto de paso a embalse lleno,

$$y = \frac{1\,150\,838}{157\,038} = 7{,}33$$

Como el núcleo central está entre 3,66 y 7,33, pasa, pues, por el mismo borde.

Las cargas serán

$$P_D = \frac{157\,038}{11}\left(\frac{6 \cdot 7{,}33}{11} - 2\right) = 2{,}85 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = \frac{157\,038}{11}\left(4 - \frac{6 \cdot 7{,}33}{11}\right) <> 0$$

A embalse vacío el punto de paso será

$$y' = \frac{798\,225}{198\,288} = 4{,}03$$

TABLA IX

Comprobación de la junta a 12 m bajo la coronación.—Segundo tanteo

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería anterior, a 9 m	—		128 598	—		445 359
	Mampostería bajo nivel, 9 m	$9{,}20 \times 3 \times 2\,300$		63 480	4,6		292 008
		$\frac{1{,}8 \times 3}{2} \times 2\,300$		6 210	9,8		60 858
			$\Sigma(W)_E$	198 288		$\Sigma(W_x)_E$	798 225
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,11\,\frac{15}{2} \cdot 1\,000$		— 41 250	3,67		—151 387
			$\Sigma(W)_F$	157 038		$\Sigma(W_x)_F$	646 838
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 12 \times 1\,000$		36 000	6		216 000
		$\frac{\overline{12}^2}{2} \cdot 1\,000$		72 000	4		288 000
			$\Sigma(P)_F$	108 000		$\Sigma(P_x)_F$	504 000

$$\Sigma(P_x)_F + \Sigma(W_x)_F = 1\,150\,838$$

y las cargas

$$P'_A = \frac{198\,288}{11}\left(4 - \frac{6 \cdot 4{,}03}{11}\right) = 3{,}24 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{198\,288}{11}\left(\frac{6 \cdot 4{,}03}{11} - 2\right) = 0{,}36 \text{ kg/cm}^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

el valor de la tg θ será

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\Sigma(P)_F}{\Sigma(W)_F} = \frac{108\,000}{157\,038} = 0{,}69$$

Novena faja.—Junta a 15 m bajo la coronación:

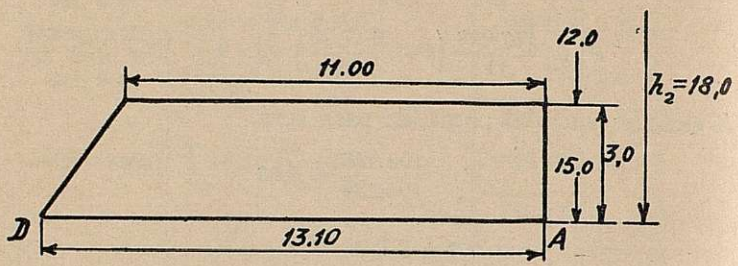


Fig. 932

Sea la figura 932 y formemos la tabla X; de ella deduciremos:

Punto de paso a embalse lleno,

$$y = \frac{1\,942\,824}{222\,588} = 8{,}72 \text{ m}$$

El núcleo central está entre 4,33 y 8,66 m; el punto de paso de la resultante está, pues, fuera de él.

Si suponemos

$$\frac{2l}{3} = 8{,}72 \qquad l = 13{,}08 \text{ m}$$

tomaremos 13,10 m y repetiremos el tanteo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA X

Comprobación de la junta a 15 m bajo la coronación.—Primer tanteo

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mamposte-ría por encima, 12 m	—		198 288	—		798 225
	Mamposte-ría por bajo, 12 m	$11 \times 3 \times 2\,300$		75 900	5,5		417 450
		$\frac{2 \times 3}{2} \times 2\,300$		6 900	11,66		80 454
			$\Sigma(W)_E$	281 088		$\Sigma(W_x)_E$	1 296 129
	Subpresión	$\frac{1}{2} 13 \times \frac{18}{2} 1\,000$		— 58 500	4,33		—253 305
			$\Sigma(W)_F$	222 588		$\Sigma(W_x)_F$	1 042 824
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 15 \times 1\,000$		45 000	7,5		337 500
		$\frac{15^2}{2} \times 1\,000$		112 500	5		562 500
			$\Sigma(P)_F$	157 500		$\Sigma(P_x)_F$	900 000

$$\Sigma(P_x)_F + \Sigma(W_x)_F = 1\,942\,824$$

Novena faja.—Segundo tanteo. Junta a 15 m bajo la cononación:

Sea la figura 933 y formemos la tabla XI; de ella deduciremos:

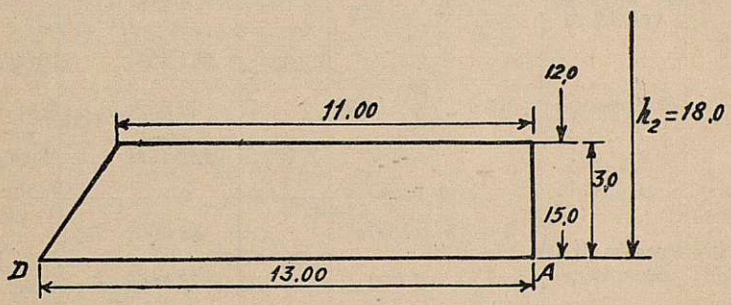


Fig. 933

Punto de paso de la resultante a embalse lleno,

$$y = \frac{1\,943\,419}{222\,483} = 8{,}73$$

Como el núcleo central está entre 4,36 y 8,73, la resultante pasa por su extremo.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Las cargas serán

$$P_D = \frac{2 \cdot 222\,483}{13{,}1} = 3{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = 0$$

El punto de paso a embalse vacío será

$$y' = \frac{1\,300\,441}{281\,433} = 4{,}63$$

y las cargas serán

$$P'_A = \frac{281\,433}{13{,}1}\left(4 - \frac{6 \cdot 4{,}63}{13{,}1}\right) = 4{,}04 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{281\,433}{13{,}1}\left(\frac{6 \cdot 4{,}63}{13{,}1} - 2\right) = 0{,}26 \text{ kg/cm}^2$$

TABLA XI

Comprobación de la junta a 15 m bajo la coronación.—Segundo tanteo

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería encima del nivel, 12 metros	—		198 288	—		798 225
	Mampostería bajo nivel, 12 m	$11 \times 3 \times 2\,300$		75 900	5,5		417 450
		$\frac{2{,}10 \times 3}{2} \times 2\,300$		7 245	11,7		84 766
			$\Sigma(W)_E$	281 433		$\Sigma(W_x)_E$	1 300 441
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,13{,}1 \times \frac{18}{2} \cdot 1\,000$		— 58 950	4,36		—257 022
			$\Sigma(W)_F$	222 483		$\Sigma(W_x)_F$	1 043 419
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 15 \times 1\,000$		45 000	7,5		337 500
		$\frac{15^2}{2} \times 1\,000$		112 500	5		562 500
			$\Sigma(P)_F$	157 500		$\Sigma(P_x)_F$	900 000

$$\Sigma(P_x)_F + \Sigma(W_x)_F = 1\,943\,419$$

El valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{157\,500}{222\,483} = 0{,}7$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Décima faja.—Junta a 18 m bajo la coronación:

Sea la figura 934 y formemos la tabla XII, de la que deducimos:

Punto de paso a embalse lleno,

$$y = \frac{3\,045\,808}{299\,088} = 10{,}18$$

El núcleo central está entre 10,2 y 5,1 m; luego cae casi en el borde.

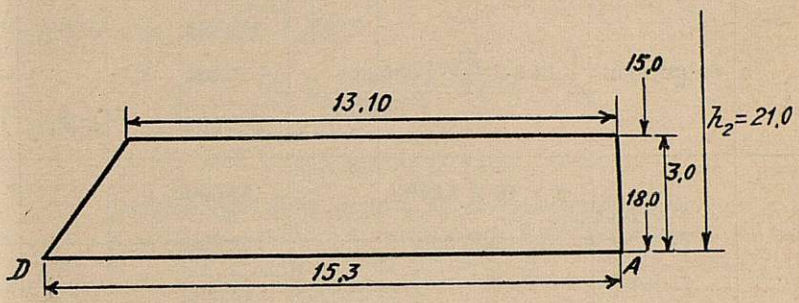


Fig. 934

Las cargas serán

$$P_D = \frac{299\,088}{15{,}3} \times 2 = 3{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = 0$$

A embalse vacío,

$$y' = \frac{1\,997\,465}{379\,413} = 5{,}27$$

y las cargas serán

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA XII

Comprobación de la junta a 18 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería encima nivel, 15 m	—		281 433	—		1 300 441
	Mampostería bajo nivel, 15 m	$13{,}1 \times 3 \times 2\,300$		90 390	6,55		592 054
		$\frac{2{,}2 \times 3}{2} \times 2\,300$		7 590	13,83		104 970
			$\Sigma(W)_E$	379 413		$\Sigma(W_x)_E$	1 997 465
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,15{,}3 \times \frac{21}{2} \cdot 1\,000$		— 80 325	5,1		—409 657
			$\Sigma(W)_F$	299 088		$\Sigma(W_x)_F$	1 587 808
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 18 \times 1\,000$		54 000	9		486 000
		$\frac{18^2}{2} \times 1\,000$		162 000	6		972 000
			$\Sigma(P)_F$	216 000		$\Sigma(P_x)_F$	1 458 000

$$\Sigma(W_x)_F + \Sigma(P_x)_F = 3\,045\,808$$

$$P'_A = \frac{379\,413}{15{,}3}\left(4 - \frac{6 \cdot 5{,}27}{15{,}3}\right) = 4{,}78 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{379\,413}{15{,}3}\left(\frac{6 \cdot 5{,}27}{15{,}3} - 2\right) = 0{,}17 \text{ kg/cm}^2$$

y el valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{216\,000}{299\,088} = 0{,}72$$

Faja 11.—Junta a 21 m bajo la coronación:

Sea la figura 935 y formemos la tabla XIII, de la que deduciremos:

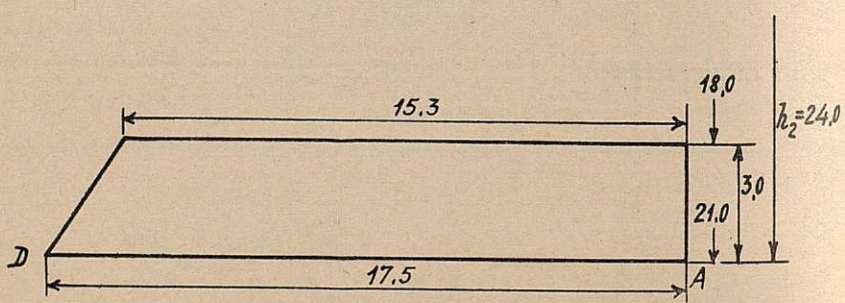


Fig. 935

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Punto de paso de la resultante a embalse lleno,

$$y = \frac{4\,519\,593}{387\,573} = 11{,}66 \text{ m}$$

El núcleo central está entre 5,83 y 11,66 m. Está, pues, el punto de paso de la resultante en el mismo borde; luego las cargas serán

$$P_D = \frac{387\,573}{17{,}5} \times 2 = 4{,}42 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = 0$$

A embalse vacío,

$$y' = \frac{2\,926\,743}{492\,573} = 5{,}95$$

TABLA XIII

Comprobación de la junta a 21 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería sobre cota, 18 m	—		379 413	—		1 997 465
	Mampostería bajo cota, 18 m	$15{,}3 \times 3 \times 2\,300$		105 570	7,65		807 610
		$\frac{2{,}2 \times 3}{2} \times 2\,300$		7 590	16,03		121 668
			$\Sigma(W)_E$	492 573		$\Sigma(W_x)_E$	2 926 743
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,17{,}5\,\frac{1}{2}\,24 \cdot 1\,000$		—105 000	5,83		—612 150
			$\Sigma(W)_F$	387 573		$\Sigma(W_x)_F$	2 314 593
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 21 \times 1\,000$		63 000	10,5		661 500
		$\frac{21^2}{2} \times 1\,000$		220 500	7		1 543 500
			$\Sigma(P)_F$	283 500		$\Sigma(P_x)_F$	2 205 000

$$\Sigma(P_x)_F + \Sigma\,(W_x)_F = 4\,519\,593$$

y las cargas serán

$$P'_A = \frac{492\,573}{17{,}5}\left(4 - \frac{6 \cdot 5{,}95}{17{,}5}\right) = 5{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{492\,573}{17{,}5}\left(\frac{6 \cdot 5{,}95}{17{,}5} - 2\right) = 0{,}11 \text{ kg/cm}^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

y el valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{283\,500}{387\,573} = 0{,}73$$

Faja 12.—Junta a 27 m bajo la coronación:

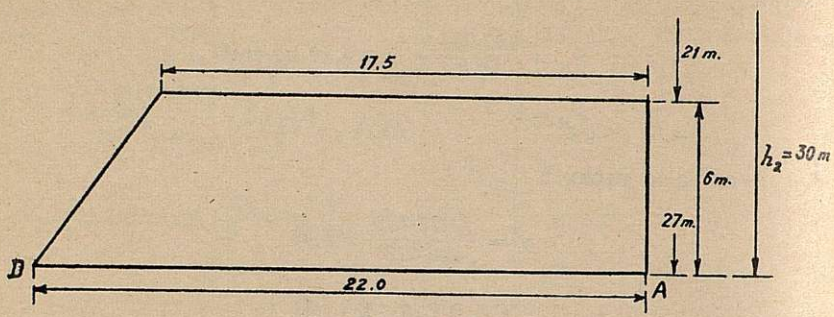


Fig. 936

Sea la figura 936 y formemos la tabla XIV, de la que deduciremos:

Punto de paso de la resultante a embalse lleno,

$$y = \frac{8\,794\,368}{600\,123} = 14{,}65 \text{ m}$$

El núcleo central está entre 7,33 y 14,66 m; luego pasa casi por el borde.

Las cargas serán

$$P_D = \frac{600\,123}{22} \times 2 = 5{,}45 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = 0$$

A embalse vacío,

$$y' = \frac{5\,629\,818}{765\,123} = 7{,}35$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

TABLA XIV

Comprobación de la junta a 27 m bajo la coronación

Especificación		Elementos		Fuerzas	Brazo palanca		Momentos
				Kg	m		Kgm
Fuerzas verticales	Mampostería encima nivel, 21 m	—		492 573	—		2 926 743
	Mampostería bajo el nivel, 21 m	$17{,}5 \times 6 \times 2\,300$		241 500	8,75		2 113 125
		$\frac{4{,}5 \times 6}{2} \times 2\,300$		31 050	19		589 950
			$\Sigma(W)_E$	765 123		$\Sigma(W_x)_E$	5 629 818
	Subpresión	$\frac{1}{2}\,22\,\frac{1}{2}\,30 \cdot 1\,000$		−165 000	7,33		1 209 450
			$\Sigma(W)_F$	600 123		$\Sigma(W_x)_F$	4 420 368
Fuerzas horizontales	Presión hidrostática	$3 \times 27 \times 1\,000$		81 000	13,5		1 093 500
		$\frac{27^2}{2} \times 1\,000$		364 500	9		3 280 500
			$\Sigma(P)_F$	445 500		$\Sigma(P_x)_F$	4 374 000

$$\Sigma(P_x)_F + \Sigma(W_x)_F = 8\,794\,368$$

Las cargas serán

$$P'_A = \frac{765\,123}{22}\left(4 - \frac{6 \cdot 7{,}35}{22}\right) = 6{,}95 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_D = \frac{765\,123}{22}\left(\frac{6 \cdot 7{,}35}{22} - 2\right) <> 0$$

el valor de la tg θ será

$$\text{tg}\,\theta = \frac{445\,500}{600\,123} = 0{,}742$$

Esfuerzos máximos.—Sabemos que las elipses de los esfuerzos tienen sus ejes principales dirigidos según los paramentos, y las isostáticas de compresión máxima a embalse lleno o vacío tienen por asíntotas estos mismos paramentos. El valor de las compresiones máximas depende de la inclinación de éstos, y sabemos que tiene por valor

$$P_m = \frac{P_o}{\cos^2 \alpha}$$

siendo α el ángulo del paramento con la vertical.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Vamos a encontrar estas cargas máximas.
Para las juntas a 9 y 12 m bajo la coronación,

$$\alpha = 31^0 \qquad \cos \alpha = 0{,}857$$

y las cargas serán

$$P_{m_9} = \frac{2{,}08}{\cos^2 \alpha} = 2{,}84 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{m_{12}} = \frac{2{,}85}{\cos^2 \alpha} = 3{,}89 \text{ kg/cm}^2$$

Para la junta a 15 m bajo la coronación,

$$\alpha = \cos 35^\circ \qquad \cos \alpha = 0{,}819$$

y las cargas serán

$$P_{m_{15}} = \frac{3{,}4}{\cos^2 \alpha} = 5{,}08 \text{ kg/cm}^2$$

Para las juntas a 18, 21 y 27 m bajo la coronación,

$$\alpha = 36^\circ\ 50' \qquad \cos \alpha = 0{,}8$$

y las cargas serán

$$P_{m_{18}} = \frac{3{,}9}{\cos^2 \alpha} = 6{,}1 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{m_{21}} = \frac{4{,}42}{\cos^2 \alpha} = 6{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{m_{27}} = \frac{5{,}45}{\cos^2 \alpha} = 8{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

Limitación del talud de agua abajo.—Da Creager una limitación al talud del paramento de agua abajo para evitar la tensión en planos verticales, y es

$$\text{tg } \varphi' \gtrless \frac{4f}{3}$$

siendo φ' el ángulo que forma el paramento con el eje vertical y

$$f = \text{tg } \theta = 0{,}75$$

luego

$$\text{tg } \varphi' \lessgtr \frac{4}{3} 0{,}75 = 1 \qquad \varphi' \leqq 45^\circ$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

condición cumplida, pues el valor de este ángulo es, en nuestro caso, 36° 50'.

Incluímos la tabla XV con todos los valores obtenidos, cuya representación gráfica la da la figura 937.

Consideraciones sobre la estabilidad de las zonas superiores.— Vemos que en las primeras zonas el valor de la tangente del ángulo de inclinación de la resultante con la vertical es superior al admitido, tendiendo hacia infinito cuando más nos acercamos a la coronación. Es imposible prever un peso suficiente de mampostería para evitar el deslizamiento por el rozamiento solamente, y se combate éste haciendo monolítica la parte superior; sería aceptable el disponer las juntas con una inclinación de $90° - \theta$ con la vertical; así quedarían normales a la resultante; pero esto nos daría juntas inclinadas que no serían prácticas en la construcción. Cuando se realicen juntas horizontales pueden disponerse enlaces entre los sillares para aumentar la resistencia al deslizamiento. Es admisible en algunos casos el aumentar considerablemente el valor admitido para θ dentro de la zona superior, cuando una rotura por deslizamiento de esta zona puede causar escasos daños, y especialmente cuando se emplean grandes mampuestos embebidos en el hormigón que pueden aumentar la resistencia al deslizamiento.

TABLA XV

Profundidad de la junta	Tg θ	EMBALSE LLENO — Compresiones kg/cm²			EMBALSE VACÍO — Compresiones kg/cm²		Peso fábrica — Kg
		P_A	Aguas abajo: C. vertical P_D	Aguas abajo: C. máxima P_m	Aguas arriba P'_A	Aguas abajo P'_D	
0,75	4,6	— 0,06	0,1	:	0,18	0,04	3 363
1,50	1,15	0,018	0,23	:	0,39	0,088	9 400
2,25	0,86	0,083	0,36	:	0,59	0,12	16 947
3	0,76	0,12	0,53	:	0,8	0,16	25 658
3,75	0,72	0,17	0,66	:	1,04	0,165	35 448
6	0,67	0,25	1,16	:	1,62	0,23	70 638
9	0,66	0,11	2,08	2,84	2,43	0,36	128 598
12	0,69	0	2,85	3,89	3,24	0,36	198 288
15	0,7	0	3,4	5,08	4,04	0,26	281 433
18	0,72	0	3,9	6,1	4,78	0,17	379 413
21	0,73	0	4,42	6,9	5,5	0,11	492 573
27	0,742	0	5,45	8,5	6,95	0	765 123

También en las zonas altas la resultante pasa fuera del núcleo central y trabaja, por lo tanto, la fábrica a tensión; suele ser muy pequeña la carga de trabajo y puede admitirse o, para mayor seguridad, se arma esta zona o se la hace monolítica.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

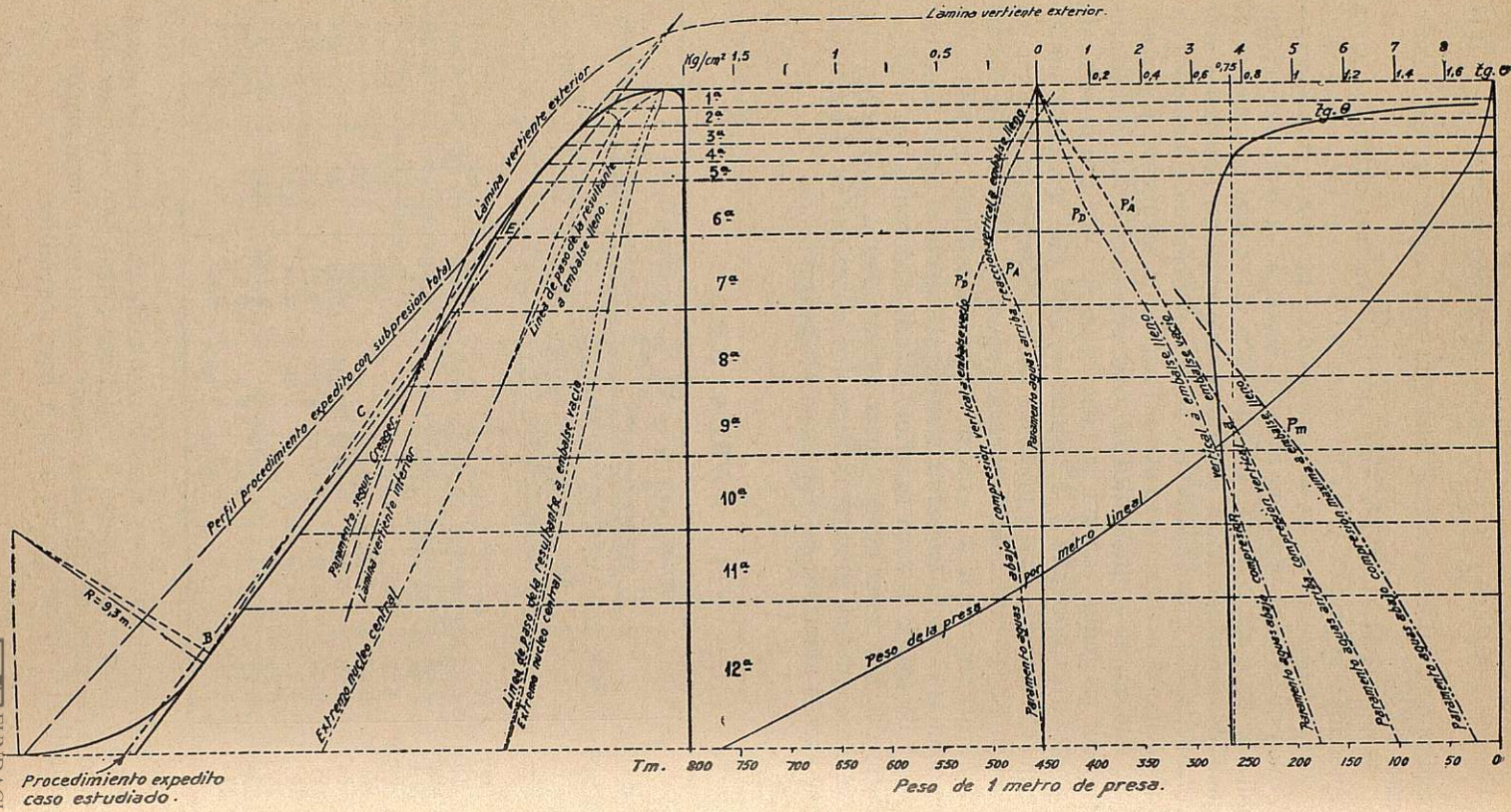


Fig. 937

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Estabilidad al vuelco y deslizamiento.—Es interesante comprobar la resistencia al vuelco y al deslizamiento transversal.

Sea la figura 938 y tomemos momentos respecto a D; tendremos:

$$\text{Momento resistente} = M_r = P(l - y') = 765\,123 \times 14{,}65 = 11\,209\,052 \text{ m/kg}$$

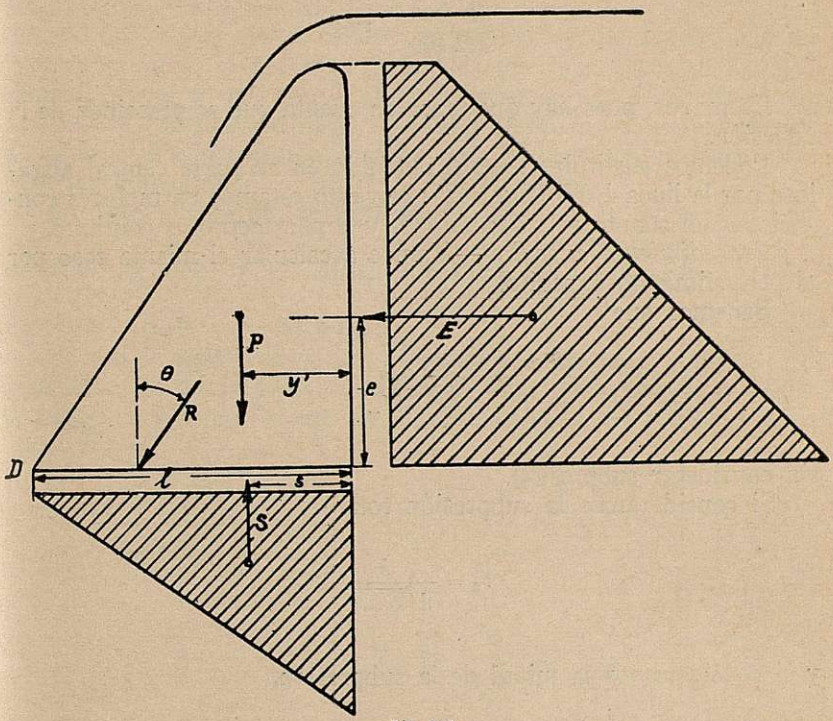


Fig. 938

deducido de la tabla XIV y del conocimiento del punto de paso de la fuerza a embalse vacío.

$$\text{Momento volcador} = M_v = E \cdot e + S(l - s) = 4\,374\,000 + 165\,000 \times 14{,}66 = 6\,793\,890$$

deducido también de la tabla XIV.

El coeficiente de estabilidad al vuelco será

$$\frac{M_r}{M_v} = \frac{11\,209\,052}{6\,793\,890} = 1{,}66$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Como suponemos tg $\theta = 0{,}75$, la fuerza resistente al deslizamiento será

$$0{,}75 \times 600\,123 = 450\,090$$

La que actúa es 44 550.

El coeficiente de estabilidad al deslizamiento tangencial será

$$\frac{450\,090}{445\,500} = 1{,}01$$

Es mayor, pues hay que tener en cuenta que se prescinde de la cohesión.

Podemos sustituir el perfil obtenido en su parte central angulosa por la línea *ECB* (fig. 937); con esto estamos en mejores condiciones en cuanto a la estabilidad, y el paramento es continuo.

Procedimiento expedito.—Vamos a calcular el mismo caso por el procedimiento expedito.

Sabemos que

$$b_1 = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$$

sin considerar subpresión.

Si consideramos la subpresión total

$$b_2 = \frac{h}{\sqrt{\gamma - 1}}$$

y si consideramos la mitad de la subpresión,

$$b_3 = \frac{h}{\sqrt{\gamma - \frac{1}{2}}}$$

en nuestro caso

$h = 30$ m $\qquad \gamma = 2{,}3$
$b_1 = 19{,}78$
$b_2 = 26{,}31$
$b_3 = 22{,}4$ m

Hemos dibujado el caso (fig. 937) de la subpresión total y el estudiado.

No se ha añadido al perfil obtenido por el procedimiento expedito, el rectángulo de espesor igual a la cuarta parte de la lámina

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

vertiente para mayor garantía de estabilidad, como se indica en el tomo primero, página 179.

Insistiendo en la conveniencia de *fijar con amplitud el caudal de riada máxima* y, por lo tanto, el espesor que corresponda a la lámina vertiente, base del cálculo anterior, para precaver una magnitud posible mayor de ésta que haga trabajar a la fábrica en malas condiciones, podemos comprobar fácilmente que si en el ejemplo anterior, y una vez construída la presa con dicho perfil, sobreviniese una riada con 4 metros de lámina vertiente en lugar de los 3 supuestos, la curva de presiones quedaría fuera del núcleo central. Y así, en la base, la distancia y sería $y = 15{,}33$ m, mientras que el extremo del núcleo queda a 14,66 m. En el paramento de agua arriba habría una zona en toda la altura en la que se originarían tensiones.

La máxima carga vertical en la base en el punto D sería de 7,58 kg/cm², y el esfuerzo máximo, $\frac{7{,}58}{\cos^2 \alpha} = 11{,}8$ kg/cm².

La tag $\theta = 0{,}79$, superior a 0,75.

El mal se agravaría si, por circunstancias de mala construcción o cimentación de la presa, se originase una subpresión mayor que la supuesta, o el coeficiente de rozamiento en la base fuese menor que 0,75.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

APENDICE NUM. 2

CALCULO DE UNA PRESA DE GRAVEDAD

Presa del Esla

Desarrollamos a continuación el cálculo de la presa en construcción en el río Esla, por la Sociedad "Hispano Portuguesa de Transportes Eléctricos. Saltos del Duero, S. A.", siguiendo muy de cerca la Memoria justificativa y realizado por el director de la Compañía, el ingeniero jefe de Caminos D. José Orbegozo, con la colaboración de los señores D. Ricardo Rubio y D. Pedro Martínez Artola, también ingenieros de Caminos.

Método de Pigeaud.

La presa, de 92 m de altura y planta curva de 250 m de radio, se ha calculado de modo que cumpla la condición de Levy.

El peso específico del hormigón supuesto en el cálculo es de 2 420, encontrado experimentalmente.

No se ha tenido en cuenta el efecto del empuje del hielo, por la poca altitud, poca duración de las bajas temperaturas y escaso espesor de la lámina de hielo, que, en caso de formarse, tendrá lugar cuando el embalse no esté lleno.

La carga de trabajo a compresión se fija en 28 kg/cm², y para esfuerzo constante,

$$\tau = \frac{R}{4} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

Estamos, pues, en el caso límite en que habrá que estudiar los esfuerzos a compresión y deslizamiento tangencial, según vimos (página 1064).

Para la determinación del deslizamiento máximo efectivo se toma tg $\varphi = 0{,}75$, y tendremos: sen $\varphi = 0{,}6$ y cos $\varphi = 0{,}8$.

El talud del paramento de agua arriba se fija en 0,05.

Fijación del talud del paramento agua abajo. — Las dos condiciones que nos darán el talud del paramento de agua abajo serán:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

1.º Que la compresión en el paramento de agua abajo sea inferior a la carga práctica de trabajo del material.

2.º Que la carga de compresión en el paramento de agua arriba sea igual a la presión hidrostática.

Hemos encontrado (pág. 1045) que el esfuerzo de compresión en el paramento de agua arriba era

$$N_2 = \frac{y}{(m+n)^2}\left[\gamma m(m+n) - \Delta(1-2mn-n^2)\right]$$

despejando m

$$m = \frac{-n\left[y(\gamma+2\Delta)-2N_2\right] + y\sqrt{n^2(\gamma-2\Delta)^2 - 4N_2\frac{\Delta}{y}(1+n^2)+4\gamma\Delta(1-n^2)}}{2(\gamma y - N_2)}$$

en el caso de cumplirse la condición de Levy, $N_2 = \Delta y$, y la expresión anterior queda de la forma

$$m = \frac{-\gamma n + \sqrt{\gamma^2 n^2 + 4\Delta(\gamma-\Delta)}}{2(\gamma-\Delta)}$$

en este caso

$\gamma = 2\,420$ kg/m³ $\quad \Delta = 1\,000$ kg/m³ $\quad n = 0{,}05 \quad m = 0{,}7976$

En el paramento de agua abajo a embalse lleno,

$$N_2 = \frac{y}{(m+n)^2}\left(\gamma n(m+n) + \Delta(1-mn)\right)$$

resolviendo en m

$$m = \frac{-n\left[2N_2 - y(\gamma-\Delta)\right] + y\sqrt{n^2(\gamma-\Delta)^2 + 4N_2\frac{\Delta}{y}(1+n^2)}}{2N_2}$$

Si hacemos que

$N_2 = 28$ kg/cm² $\quad y = 92$ m $\quad m = 0{,}5123$

Vemos pues, que la condición primera es más restrictiva, como ya indicábamos al estudiar la normalización del perfil de las presas (pág. 1068).

Entrando en la tabla del final del capítulo XLIV, obtenemos para

$\gamma = 2\,400 \quad m = 0{,}8034 \quad \gamma = 245 \quad m = 0{,}7893$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

interpolando encontramos para

$$\gamma = 2\,420 \qquad m = 0{,}79775$$

Se ha tomado en el proyecto del Esla

$$m = 0{,}80$$

Reacciones moleculares.—Necesitamos hallar los valores a_1, b_1, a_2, b_2, c y d de los paramentos que nos dan las leyes lineales de variación de los esfuerzos, y son:

Embalse lleno:

$$\begin{aligned} a_1 &= -\ 68{,}86 \\ b_1 &= \ \ 997{,}41 \\ a_2 &= \ \ 545{,}08 \\ b_2 &= 1\,035{,}00 \\ c &= 1\,385{,}00 \\ d &= \ \ 68{,}86 \end{aligned}$$

Embalse vacío:

$$\begin{aligned} a_1 &= \ \ 100{,}48 \\ b_1 &= \ \ 10{,}72 \\ a_2 &= -2\,512{,}11 \\ b_2 &= \ 2\,152{,}04 \\ c &= \ \ 267{,}96 \\ d &= -\ 110{,}48 \end{aligned}$$

Según esto, las leyes de variación de las reacciones moleculares serán:

Embalse lleno:

$$\begin{aligned} N_1 &= -\ \ 68{,}86x + \ \ 997{,}41y \\ N_2 &= \ \ 545{,}08x + 1035{,}00y \\ T &= \ 1385{,}00x + \ \ 68{,}86y \end{aligned}$$

Embalse vacío:

$$\begin{aligned} N_1 &= \ \ 100{,}48x + \ \ 10{,}72y \\ N_2 &= -2\,512{,}11x + 2\,152{,}04y \\ T &= \ \ 267{,}96x - \ \ 100{,}48y \end{aligned}$$

Reacciones máximas y mínimas.—Se verifican en los paramentos, poniendo, pues,

$$\begin{aligned} x &= -\ 0{,}05y \\ x &= \ \ 0{,}80y \end{aligned}$$

en las ecuaciones anteriores podremos hallar los valores de A y B,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

reacciones máxima y mínima que tienen por expresión

$$\frac{N_1 + N_2}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_1 + N_2}{2}\right)^2 + T^2}$$

y el esfuerzo cortante máximo efectivo de la fórmula

$$C_{máx.} = \frac{1}{2 \cos \varphi} \left((A - B) - (A + B) \operatorname{sen} \varphi\right)$$

En nuestro caso.

Embalse lleno.—Paramento agua arriba.

Por cumplirse la condición de Levy

$$A = B = \Delta y = 1\,000y$$
$$C_{máx.} = A \cdot \operatorname{tg} \varphi = -\Delta y \cdot \operatorname{tg} \varphi = -6{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

para $y = 92$ m

$$A = 9{,}2 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 9{,}2 \text{ kg/cm}^2$$
$$C_{máx.} = -6{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

inferiores a los admitidos. Este valor negativo indica que, aunque no existiera cohesión y no resistiera el material nada al esfuerzo cortante, bastaba la carga de compresión y el rozamiento para evitar la rotura por deslizamiento.

Los mismos valores se hubieran encontrado por la tabla del final del capítulo XLIV.

Embalse lleno.—Paramento agua abajo.

$$A = N_2(1 + m^2)$$
$$B = 0$$
$$C_{máx.} = \frac{A(1 - \operatorname{sen} \varphi)}{2 \cos \varphi} = \frac{A}{4}$$
$$A = 2\,412{,}54y$$
$$B = 0$$
$$C_{máx.} = 603{,}13y$$

para $y = 92$ m

$$A = 22{,}195 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 0$$
$$C_{máx.} = 5{,}55 \text{ kg/cm}^2$$

inferiores a los admitidos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

La tabla del final del capítulo XLIV hubiera dado

$$A = 24{,}2 \times 0{,}92 = 22{,}26 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 0$$
$$C = 6{,}048 \times 0{,}92 = 5{,}56 \text{ kg/cm}^2$$

casi idénticos a los hallados.

Embalse vacío.—Paramento agua arriba.

Sabemos que

$$A = N_2(1 + n^2)$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = \frac{A(1 - \operatorname{sen}\varphi)}{2\cos\varphi} = \frac{A}{4}$$

en este caso

$$A = 2\,283{,}34$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = 570{,}835$$

para $y = 92$ m

$$A = 21{,}006 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = 5{,}25 \text{ kg/cm}^2$$

Por la tabla hubiéramos hallado

$$A = 22{,}83 \times 0{,}92 = 21{,}0036 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = 5{,}25 \text{ kg/cm}^2$$

Como se ve, casi idénticas a las anteriores.

Embalse vacío.—Paramento agua abajo.

$$A = N_2(1 + m^2)$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = \frac{A(1 - \operatorname{sen}\varphi)}{2\cos\varphi} = \frac{A}{4}$$

en nuestro caso

$$A = 233{,}456y$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = 58{,}364y$$

para $y = 92$ m

$$A = 2{,}1477 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = 0{,}537 \text{ kg/cm}^2$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Por la tabla hubiéramos encontrado

$$A = 2{,}335 \times 0{,}92 = 2{,}1482 \text{ kg/cm}^2$$
$$B = 0$$
$$C_{\text{máx.}} = 0{,}537 \text{ kg/cm}^2$$

Valores iguales a los anteriores.

Curvas de igual compresión máxima. — Hemos visto ya (página 1054) que la curva de compresión máxima R está definida por la expresión

$$R = A = \left(\frac{N'_1 + N'_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{N'_1 - N'_2}{2} \right)^2 + T'^2} \right) y = A' y$$

siendo

$$N'_1 = a_1 p + b_1$$
$$N'_2 = a_2 p + b_2$$
$$T' = cp + d$$

y p el coeficiente angular de la recta $x = py$ que pasa por el vértice.

Por la condición de homotecia, dibujada una curva para un valor R obtendremos la de otro valor R_1 por la relación

$$\frac{R}{R_1} = \frac{y}{y_1}$$

ya que el valor de A' no varía para una posición determinada del radio vector $x = py$.

El cuadro adjunto da los valores de

$$y = \frac{R}{\frac{N'_1 + N'_2}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{(N'_1 - N'_2)^2 + 4T^2}}$$

para distintos valores de p, desde — 0,05 a 0,8, y para $R = 25\,000$ kilogramos por metro cuadrado.

Obtenida la primera curva para $R = 2{,}5$ kg/cm², con facilidad se pueden hallar las demás, y la representación la indica la figura 939.

Aparecen estas curvas modificadas, principalmente en la parte superior, por el peso del macizo de coronación; pero en este caso se han obtenido, de su consideración, valores modificativos despreciables que no alteran los signos de los esfuerzos.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

= CURVAS DE IGUAL COMPRESIÓN MÁXIMA =

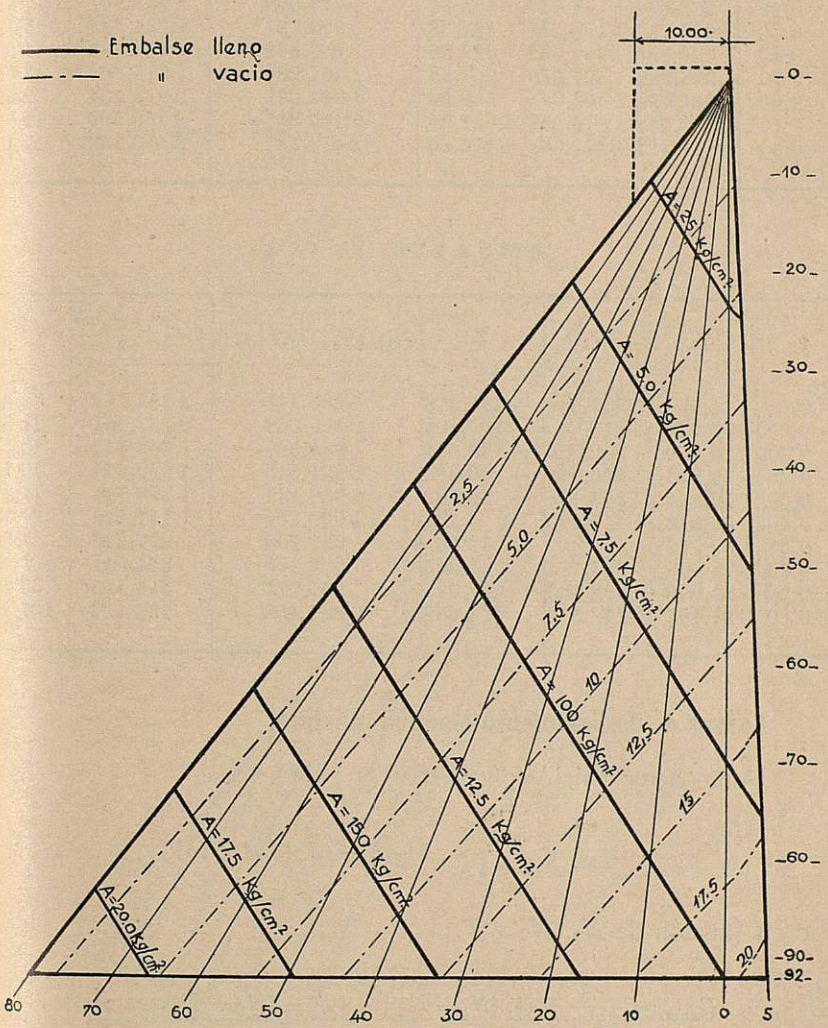


Fig. 939

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

EMBALSE LLENO

p	N'_1	N'_2	T	$r=\sqrt{(N'_1-N'_2)^2+4T^2}$	$A'=\frac{N'_1+N'_2+r}{2}$	$y=\frac{25\,000}{A'}$
—0,05	1 000,853	1 007,746	0,39	6,937	1 007,768	24,807
0,00	997,410	1 035,000	68,86	142,76	1 087,535	22,987
0,10	990,524	1 089,508	207,36	426,369	1 253,200	19,949
0,20	983,638	1 144,016	345,86	710,068	1 418,861	17,619
0,30	976,752	1 198,524	484,36	993,781	1 584,529	15,777
0,40	969,866	1 253,032	622,86	1 277,498	1 750,198	14,284
0,50	962,980	1 307,540	761,36	1 561,280	1 915,90	13,089
0,60	956,094	1 362,048	899,86	1 844,665	2 081,404	12,011
0,70	949,208	1 416,556	1 038,36	2 147,367	2 256,566	11,079
0,80	942,322	1 471,064	1 176,86	2 413,381	2 413,386	10,358

EMBALSE VACIO

p	N'_1	N'_2	T	$r=\sqrt{(N'_1-N'_2)^2+4T'^2}$	$A'=\frac{N'_1+N'_2+r}{2}$	$y=\frac{25\,000}{A'}$
— 0,05	5,696	2 277,645	— 113,878	2 283,341	2 283,341	10,948
0,00	10,720	2 152,04	— 100,480	2 151,362	2 157,061	11,589
0,10	20,768	1 900,829	— 73,684	1 885,827	1 903,712	13,132
0,20	30,816	1 649,618	— 46,888	1 621,515	1 650,974	15,142
0,30	40,864	1 398,407	— 20,092	1 358,137	1 398,704	17,873
0,40	50,912	1 147,196	6,704	1 096,365	1 147,236	21,791
0,50	60,960	895,985	53,50	837,708	897,326	27,86
0,60	71,008	644,774	60,296	586,300	651,041	38,40
0,70	81,056	393,563	87,092	357,771	416,195	60,067
0,80	91,104	142,352	113,888	233,456	233,456	107,086

Curvas de deslizamiento efectivo máximo.

Como hemos visto (págs. 1050 y 1055),

$$C_{\text{máx.}}=\frac{1}{2\cos\varphi}\,(A-B-(A+B)\operatorname{sen}\varphi)$$

o en función de N_1, N_2 y T,

$$C_{\text{máx.}}=\frac{1}{2\cos\varphi}\left(\sqrt{(N_1-N_2)^2+4T^2}-(N_1+N_2)\operatorname{sen}\varphi\right)$$

la cual puede escribirse en la forma

$$C_{\text{máx.}}=\frac{y}{2\cos\varphi}\left(\sqrt{(N'_1-N'_2)^2+4T'^2}-(N'_1+N'_2)\operatorname{sen}\varphi\right)=yC'_m$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

— CURVAS DE IGUAL ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO —

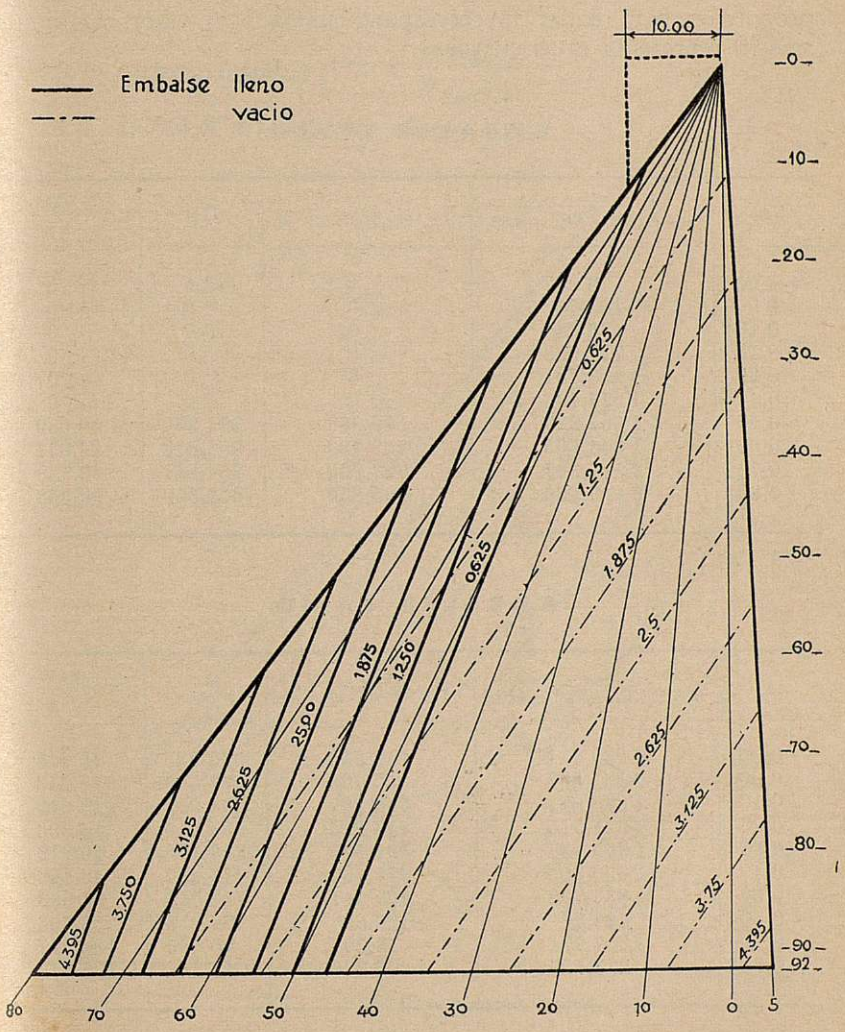


Fig. 940

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

luego

$$y = \frac{C_m}{C'_m}$$

Si hacemos $x = py$ y variar a p desde $-0{,}05$ a $0{,}8$ y $C_m = 0{,}625$ kg/cm², obtendremos los cuadros siguientes:

Dibujada la curva (en el caso de Levy, recta) para un valor determinado de C_m por la condición de homotecia, basta una sencilla proporción para hallar la correspondiente a otro valor. La figura 940 representa estas curvas.

EMBALSE LLENO

p	$r = \sqrt{(N'_1 - N'_2)^2 + 4T'^2}$	$r - \text{sen}\,\varphi(N'_1 + N'_2)$	C'_m	$y = \frac{6\,250}{C'_m}$
−0,05	6,937	< 0	< 0	< 0
0,00	142,760	< 0	< 0	< 0
0,10	426,369	< 0	< 0	< 0
0,20	710,068	< 0	< 0	< 0
0,30	993,781	< 0	< 0	< 0
0,40	1 277,498	< 0	< 0	< 0
0,50	1 561,280	199,088	124,80	50,080
0,60	1 844,665	453,780	283,612	22,037
0,70	2 147,367	727,906	454,941	13,738
0,80	2 413,386	965,354	603,346	10,358

EMBALSE VACIO

p	$r = \sqrt{(N'_1 - N'_2)^2 + 4T'^2}$	$r - \text{sen}\,\varphi(N'_1 + N'_2)$	C'_m	$y = \frac{6\,250}{C'_m}$
−0,05	2 283,341	913,336	570,835	10,948
0,00	2 151,362	853,706	533,566	11,713
0,10	1 885,827	732,869	458,043	13,645
0,20	1 621,515	613,255	383,284	16,306
0,30	1 358,137	494,575	309,109	20,219
0,40	1 096,365	377,500	235,937	26,490
0,50	837,708	263,541	164,713	37,938
0,60	586,30	156,83	98 018	63,763
0,70	357,771	73,00	45,625	136,977
0,80	233,456	93,382	58,364	105,373

Como ya indicamos, los valores negativos hacen patente que basta el rozamiento para evitar el deslizamiento tangencial y que el hormigón no trabaja a esfuerzo cortante.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

LINEAS ISOSTATICAS Y DE DESLIZAMIENTO EFECTIVO

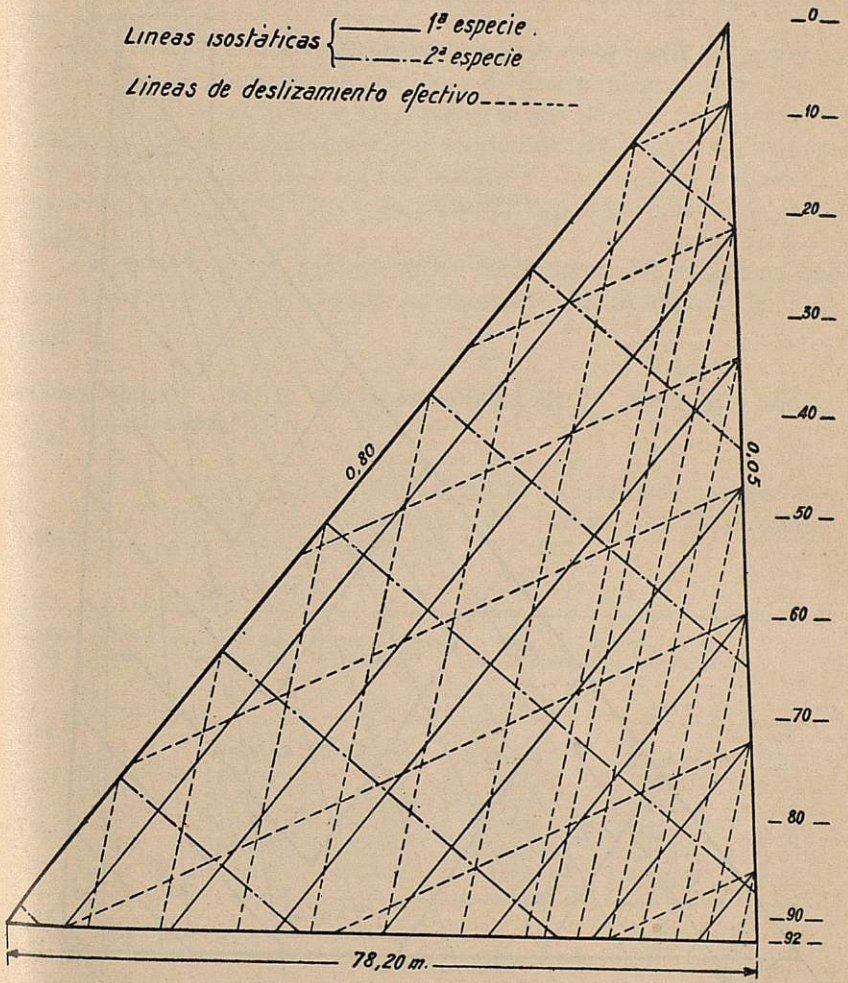


Fig. 941

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

DISTRIBUCION DE MAXIMAS CARGAS DE TRABAJO

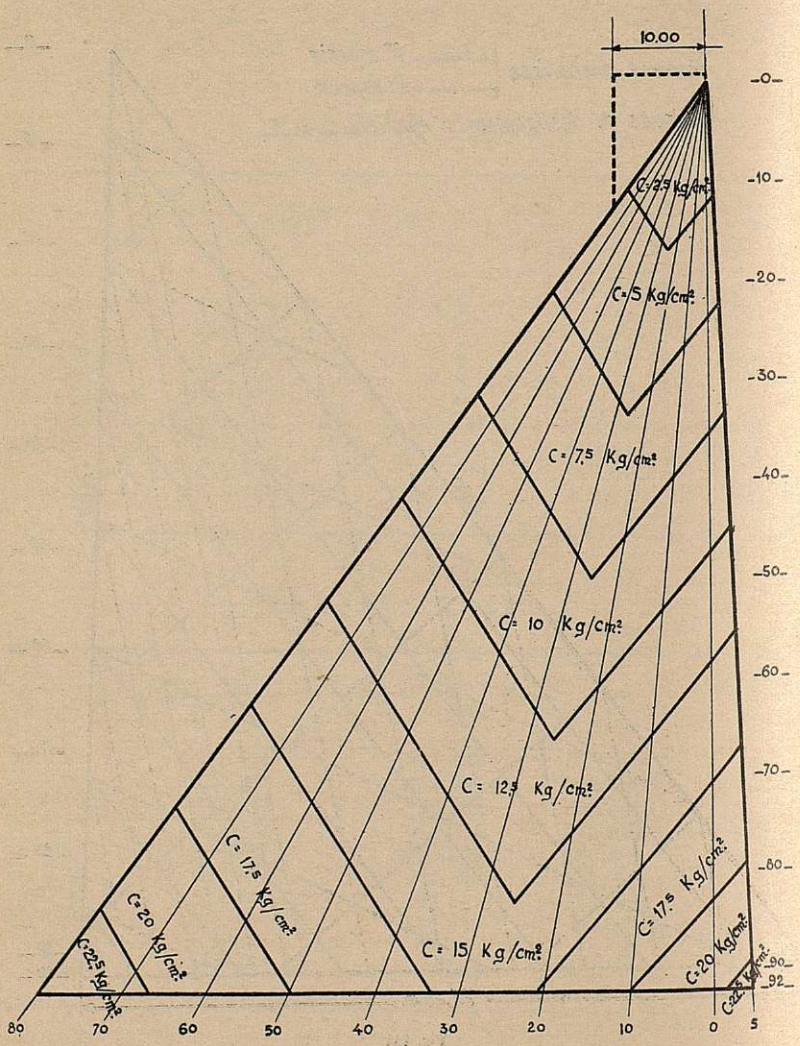


Fig. 942

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Curvas isostáticas. —Hemos demostrado que cuando se cumple estrictamente la condición de Levy las líneas isostáticas son rectas, paralelas al paramento de agua abajo las de primera especie y perpendiculares a él las de segunda; su trazado es, por lo tanto, sencillísimo.

Curvas de deslizamiento. — Son también rectas paralelas, haciendo con las líneas isostáticas de primera especie el ángulo $\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ es decir, un ángulo de 26° 33′ 54″, si se toma $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}75$, como es corriente; el trazado de estas líneas es directo. La figura 941 las representa.

Distribución de los trabajos moleculares en el perfil de la presa. Las curvas de máxima compresión y de deslizamiento efectivo permiten dividir el macizo de la presa en zonas de distintas cargas de trabajo, dosificando el hormigón según dichas zonas, de manera que, cualquiera que sean las condiciones de la carga, el trabajo del material sea inferior a la carga admitida con el coeficiente de seguridad 8.

En la figura 942 aparece dicha descomposición en zonas, que permite estudiar y proyectar las distintas dosificaciones del hormigón.

Comprobación gráfica de la estabilidad de la presa por hiladas horizontales.

Vamos a hacerlo en las dos hipótesis: con subpresión y sin ella.

Sin subpresión.—Los resultados del gráfico (fig. 943) pueden resumirse en la tabla siguiente:

Profundidad de la hilada — m	Empuje horizontal del agua — Kg	Empuje vertical del agua — Kg	Peso sobre la hilada — Kg	Resultante vertical sobre la hilada — Kg	Tg φ
12,50	66125	3306	302500	305806	0,219
20,00	180500	9025	562650	571675	0,315
40,00	760500	38025	1 796850	1 834875	0,414
60,00	1 740500	87025	3 853850	3 940875	0,441
80,00	3 120500	156025	6 733650	6 889675	0,452
92,00	4 140500	207025	8 856474	9 063499	0,457

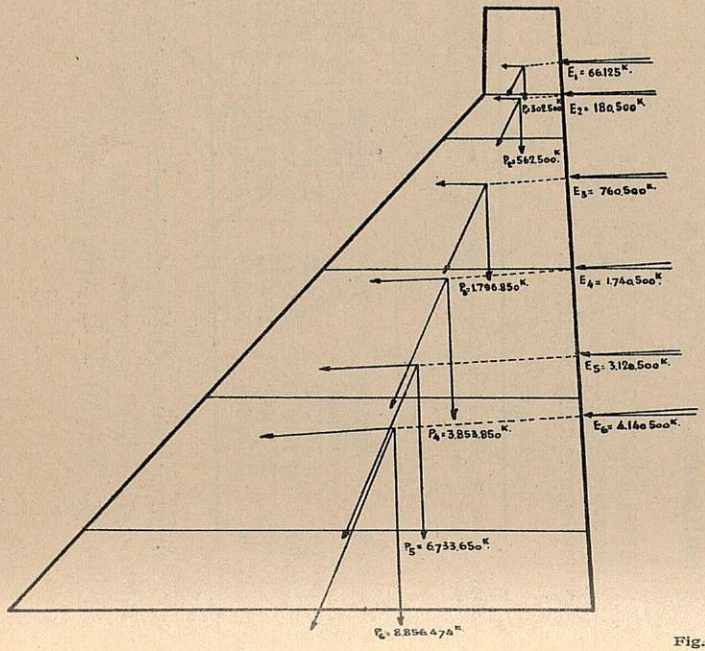
Con subpresión.—Se ha considerado subpresión triangular con cateto vertical igual a la cota de agua. Los resultados del cálculo gráfico (fig. 944) los da la tabla siguiente:

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

COMPROBACIÓN GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA.

A) SIN SUPRESIÓN.

RESULTANTES



CURVA DE PRESIONES.

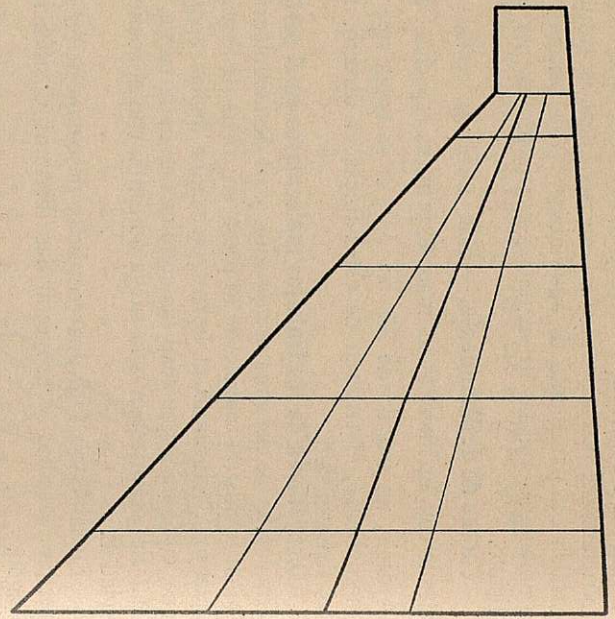


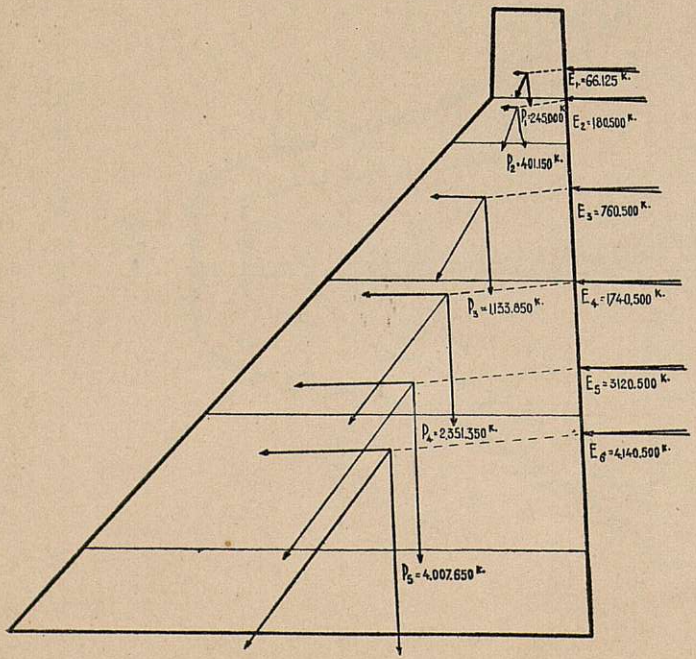
Fig. 943

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

COMPROBACION GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA

B) CON SUPRESION

RESULTANTES



CURVA DE PRESIONES

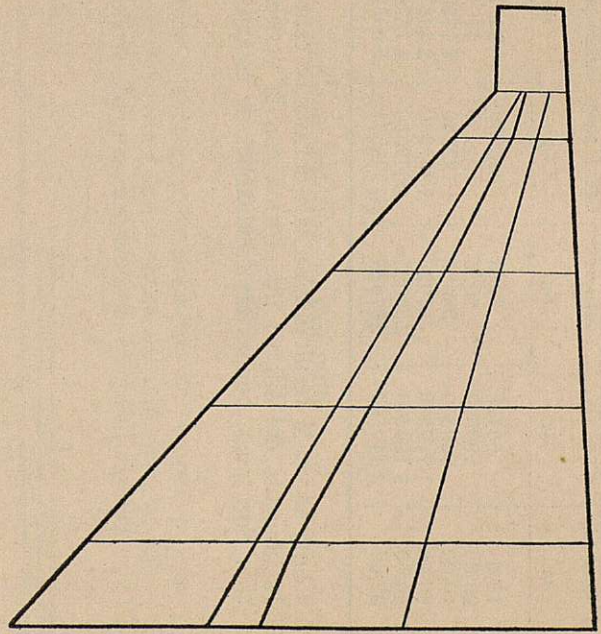


Fig. 944

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Profundidad de la hilada — m	Empuje horizontal del agua — Kg	Empuje vertical del agua — Kg	Peso sobre la hilada — Kg	Resultante vertical sobre la hilada — Kg	Tg φ
12,5	66125	3306	245000	248306	0,266
20,00	180500	9025	401150	410175	0,44
40,00	760500	38025	1 133850	1 172075	0,649
60,00	1 740500	87025	2 351350	2 438375	0,71
80,00	3 120500	156025	4 007650	4 163675	0,749
92,00	4 140500	207025	5 298374	5 505399	0,75

Como se ve, la resultante no sale del núcleo central, y el valor de la tangente del ángulo que forma con la vertical es inferior a 0,75. Son, pues, buenas las condiciones de estabilidad.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

APENDICE NUM. 3

CALCULO DE UNA PRESA-BOVEDA

Método de Stucky

Desarrollamos a continuación el cálculo de la presa-bóveda de Alloz, tomado del proyecto de la misma del ingeniero de Caminos D. Enrique Becerril, bajo la dirección del también ingeniero de Ca-

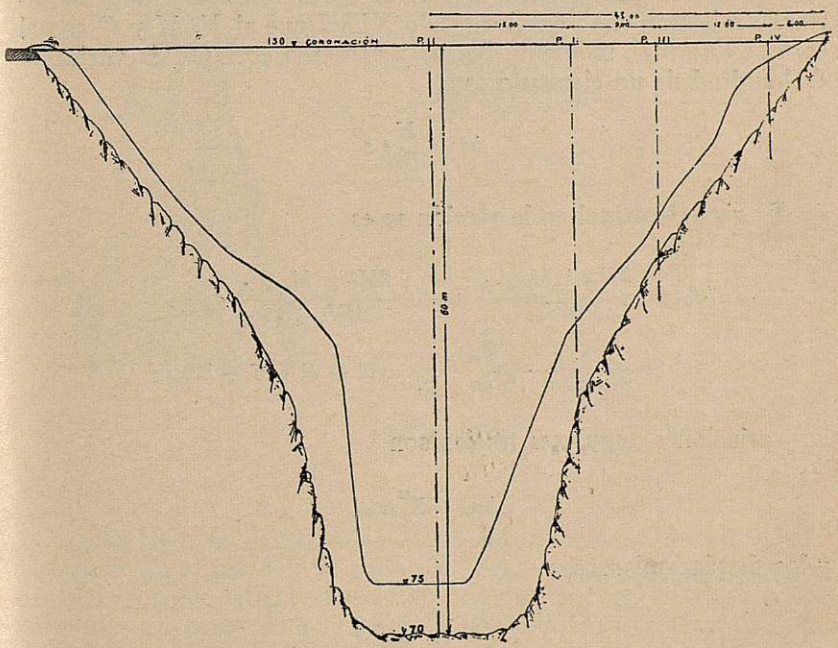


Fig. 945

minos D. Esteban Errandonea, y con la asesoría técnica de H. E. Gruner.

La presa, situada en el río Salado, cerca de Alloz (Navarra),

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

cierra una estrecha garganta (fig. 945) que permite crear, con una altura de 60 m, un embalse de 88 millones de m^3.

La ubicación de la presa, y aun su espesor máximo, vienen impuestas por la necesidad de evitar el cimentarla sobre unas manchas de yesos.

Con el fin de tener en un plano axial todas las claves de los arcos, para evitar los esfuerzos de torsión que en caso contrario se originan, se ha admitido en los cálculos un valle simétrico y se ha aumentado la excavación en la zona inferior de las laderas con objeto de realizar esta hipótesis.

Se han proyectado en ambas laderas estribos de gravedad, para reducir la luz de los arcos superiores, evitar desplomes en el paramento de agua arriba y repartir mejor los empujes de los arcos sobre la ladera.

Los arcos se han proyectado de forma circular, que en este caso, gracias al predominio de ellos en la resistencia, coincide sensiblemente con el funicular de las cargas. Esto permite calcularlos con un valor medio del empuje isostático, que es casi constante.

La determinación de la repartición de las cargas entre el arco y la ménsula se hace previo el análisis de las deformaciones unitarias. Ya hemos visto en el capítulo XLVI que si N, M y Q son el esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante, la variación de longitud de un elemento es

$$\Delta s = \frac{N}{Ew} s$$

El giro elemental en la sección m es

$$\Delta d_m = \frac{2M_m + M_{m-1}}{6EI_m} s_m + \frac{2M_m + M_{m+1}}{6EI_{m+1}} s_{m+1} + \\ + \frac{Q_m}{G \cdot w_m} - \frac{Q_{m+1}}{G \cdot w_{m+1}} = A + B + C + D$$

las variaciones angulares totales son

$$\Delta\varphi_m = \Sigma_o^m \Delta d_m$$

y los desplazamientos

$$\delta = \Sigma_o^m s_m \Delta\varphi_m$$

Vamos a calcular las deformaciones unitarias en ménsulas y arcos. Las unidades adoptadas son metros y toneladas, excepto para las deformaciones en que se toma $u = 10^{-6}$ metros $= \frac{1}{1\,000}$ mm.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Deformaciones de las ménsulas.—Se ha considerado una fuerza unitaria aplicada en cada uno de los puntos 130, 120, 110, 100, 90, 80 y 70, sucesivamente. Las ménsulas consideradas las indica la figura 946.

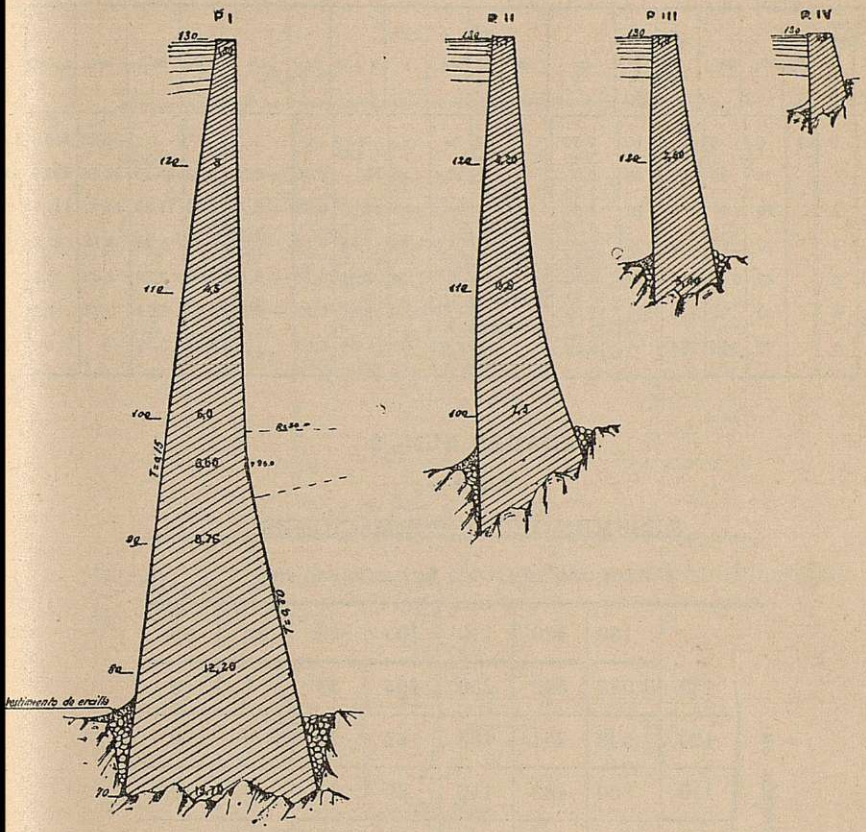


Fig. 946

Como ejemplo del cálculo de las deformaciones damos el correspondiente al perfil I, actuando la fuerza en la coronación (cuadro núm. 1). De igual modo se procedería para las distintas posiciones de la fuerza (cotas 120, 110, 100, 90, 80, 70), formándose para cada posición de la fuerza un cuadro análogo. El cuadro número 2 resume los resultados de los calculados para el perfil I, notándose una simetría de valores consecuencia del teorema de Maxwell.

De la misma forma procederíamos para cada uno de los perfiles considerados.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

CUADRO NUM. 1

Deformaciones en los muros

PERFIL I

Fuerza unitaria en la sección horizontal 0 (coronación)

COTA	NÚMERO DE ORDEN Lados	NÚMERO DE ORDEN Secciones	P_m	M_m	$2M_m$	$2M_m + M_{m-1}$	$2M_m + M_{m+1}$	ζ_m	$6EI_m$	A	B	$A+B$	C	D	$C+D$	Δd_m	$\Delta\varphi_m$	$s_m\Delta\varphi_m$	δ_m
130		0	1	0	0		10	1,50		»	»	»	»	»	»	»	54,39	543,9	1 085
	I							2,25	11,39										
120		1		10	20	20	40	3,00		17,4	7,60	25	0,56	— 0,33	0,23	25,23	29,16	291,6	542
	II							3,75	52,73										
110		2		20	40	50	70	4,50		9,5	4,85	14,30	0,33	— 0,24	0,09	14,39	14,77	147,7	250
	III							5,25	144,70										
100		3		30	60	80	100	6,00		5,5	2,48	7,98	0,24	— 0,17	0,07	8,05	6,72	67,2	105
	IV							7,35	397,06										
90		4		40	80	110	130	8,70		2,7	1,14	3,84	0,17	— 0,12	0,05	3,89	2,83	28,3	35
	V							10,45	1 141,16										
80		5		50	100	140	160	12,20		1,49	0,59	2,08	0,12	— 0,09	0,03	2,11	0,72	7,2	7
	VI							13,95	2 714,70										
70		6		60	120	170	»	15,70		0,63	»	0,63	0,09	»	0,09	0,72	0	0	0

CUADRO NUM. 2

Perfil I

RESUMEN DE DEFORMACIONES

Fuerza unidad (1 000 kg) actuando en

Deformación en	130	120	110	100	90	80	70
130	1 085	542	250	105	36	7	0
120	542	351	183	82	29	6	0
110	250	183	116	60	22	5	0
100	105	82	60	38	16	4	0
90	36	29	22	16	8	3	0
80	7	6	5	4	3	2	0
70	0	0	0	0	0	0	0

Deformaciones de los arcos. — Necesitaremos determinar primero la ordenada del centro de inercia

$$y_1 = \frac{\int_A^B \frac{y \cdot ds}{I}}{\int_A^B \frac{ds}{I}}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Reemplazando las integrales por sumas de productos, obtenemos el valor de γ_1. El cuadro 3 da el cálculo para el arco de cota 120.

CUADRO NUM. 3

Cálculo de la ordenada del centro de inercia

ARCO 120

$r = 26{,}75$ m $\qquad s = 4{,}62$ m

Número	t	$6EI$	$\frac{1}{6EI}$	y	$\frac{y}{6EI}$
1	3,85	57,07	0,0174	16,20	0,278
2	3,60	46,66	0,0213	12,00	0,256
3	3,40	39,30	0,0255	8,25	0,211
4	3,22	33,38	0,0300	5,15	0,155
5	3,10	29,79	0,0335	2,65	0,089
6	3,04	28,09	0,0355	1,00	0,035
7	3	27,00	0,0370	0,10	0,004
			0,2002		1,028

$$\gamma_1 = \frac{1{,}028}{0{,}2002} = 5{,}14$$

Necesitamos encontrar ahora el valor del coeficiente hiperestático K, cuya expresión analítica es

$$K = \frac{\int_A^B \frac{\cos\varphi}{w}\,ds}{\int_A^B \frac{\cos^2\varphi}{w}\,ds + \mu\int_A^B \frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{w}\,ds + \int_A^B \frac{y_m^2}{I}\,ds}$$

CUADRO NUM. 4

Cálculo del coeficiente k

ARCO 120

$s_m = 4{,}62$

Número	t	φ Grados centesimales	cos φ	$\frac{s_m}{\omega}$	$\frac{s_m \cos\varphi}{\omega}$	$\frac{s_m \cos^2\varphi}{\omega}$	sen φ	$\operatorname{sen}^2\varphi$	$\frac{s_m \operatorname{sen}^2\varphi}{\omega}$	y	y_m	$\frac{y^2_m}{6EI}$
1	3,85	74,256	0,3935	1,20	0,47	0,18				16,20	— 11,06	2,14
2	3,60	62,832	0,5512	1,28	0,70	0,39				12,00	— 6,86	1,01
3	3,40	51,408	0,6913	1,36	0,94	0,65				8,25	— 3,11	0,25
4	3,22	39,984	0,8092	1,43	1,16	0,94				5,15	— 0,01	0,00
5	3,10	28,560	0,9010	1,49	1,34	1,20				2,65	+ 2,49	0,21
6	3,04	17,136	0,9640	1,52	1,46	1,41				1,00	+ 4,14	0,61
7	3,00	5,712	0,9960	1,54	1,53	1,52				0,10	+ 5,04	0,94
					7,60	6,29						5,16

DESPRECIABLE

$$K = \frac{7{,}60}{6{,}29 + 5{,}16 \times 2 \times 6 \times 4{,}62} = 0{,}026$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

El cuadro núm. 4 nos da el desarrollo del cálculo para el arco 120.

Sabemos (capítulo XLVI) que en un punto cualquiera los valores de M, N y Q son

$$M_m = \Delta X \cdot y_m$$
$$N_m = R - \Delta X \cdot \cos \varphi$$
$$Q_m = \Delta X \operatorname{sen} \varphi$$

CUADRO NUM. 5

Cálculo de las deformaciones

ARCO 120

$\Delta X = 1$ t $\qquad R_m = \frac{1}{0{,}026} = 38{,}5$ t $\qquad s_m = 4{,}62$

Lados	Secciones	y_m	$2y_m$	$2y_m + y_{m-1}$	$2y_m + y_{m+1}$	$\frac{s_m}{6EI}$	A	B	$A+B$	$\Delta x \operatorname{sen} \varphi$	C	D	$C+D$	Δd_m	$\Delta\varphi_m$	$s_m \Delta\varphi_m$	N_m	$\frac{s_m}{\omega}$	Δ_3
	0	—13,30	—26,60	»	—35,6		0	—2,85	—2,85		»	—0,30	—0,3	—3,15	— 3,15		38,5		»
1						0,080				0,9103						—14,6			
	I	— 9,00	—18	—31,3	—22,95		—2,51	—2,25	—4,76		0,30	—0,29	0,01	—4,75	— 7,90				23.
2						0,098				0,8343						—34,5			
	II	— 4,95	— 9,90	—18,90	—11,4		—1,86	—1,35	—3,21		0,29	—0,27	0,02	—3,11	—11,09				24.
3						0,118				0,7226						—51,2			
	III	— 1,50	— 3,00	— 7,95	— 1,7		—0,94	—0,22	—1,16		0,27	—0,23	0,04	—1,12	—12,21				26.
4						0,138				0,5875						—56,4			
	IV	+ 1,30	+ 2,60	+ 1,60	+ 6,00		+1,5	+0,94	+2,44		0,23	—0,17	0,04	+2,48	— 9,73				27
5						0,154				0,4337						—44,9			
	V	+ 3,40	+ 6,80	+ 8,10	+11,5		+1,25	+1,87	+3,12		0,17	—0,11	0,06	+3,18	— 6,55				27
6						0,163				0,2660						—30,2			
	VI	+ 4,70	+ 9,40	+12,80	+14,54		+2,09	+2,48	+4,57		0,11	—0,04	0,05	+4,62	— 1,93				29
7						0,171				0,0896						— 8,9			
	VII	+ 5,14	+10,28	+15,00	+14,98		+2,58	+2,58	+5,16		0,04	—0,04	0,08	+5,20	+ 3,27				29

Si suponemos $\Delta X = 1$ como $\Delta X = KR$, $R = \frac{1}{K}$. Podremos determinar, como se hizo para las ménsulas, el giro en una sección, y además el acortamiento de la fibra, como se indica en el cuadro número 5, en el que se desarrolla para el arco 120.

Componiendo gráficamente los desplazamientos (fig. 947), teniendo en cuenta la dirección y sentido en que se producen, se ob-

CUADRO NÚM. 6

Deformaciones de los arcos

RESUMEN

Cotas	ΔX	h	R	Perfil I	Perfil II	Perfil III	Perfil IV	R	Perfil I	Perfil II	Perfil III	Perfil IV
130	1	0,0035	286	5 275	3 57.	1 750	152	1	18,50	12.83	6,12	0,64
120	10	0,026	385	3 187	1 750	575	»	1	8,28	4,54	1,4	»
110	100	0,083	1 205	5 670	2 470	»	»	1	4,71	2.05	»	»
100	100	0,285	3 508	770	»	»	»	1	2,19	»	»	»
90	100	0,397	258	200	»	»	»	1	0,8	»	»	»
80	»	0,580	»	»	»	»	»	1	»	»	»	»

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

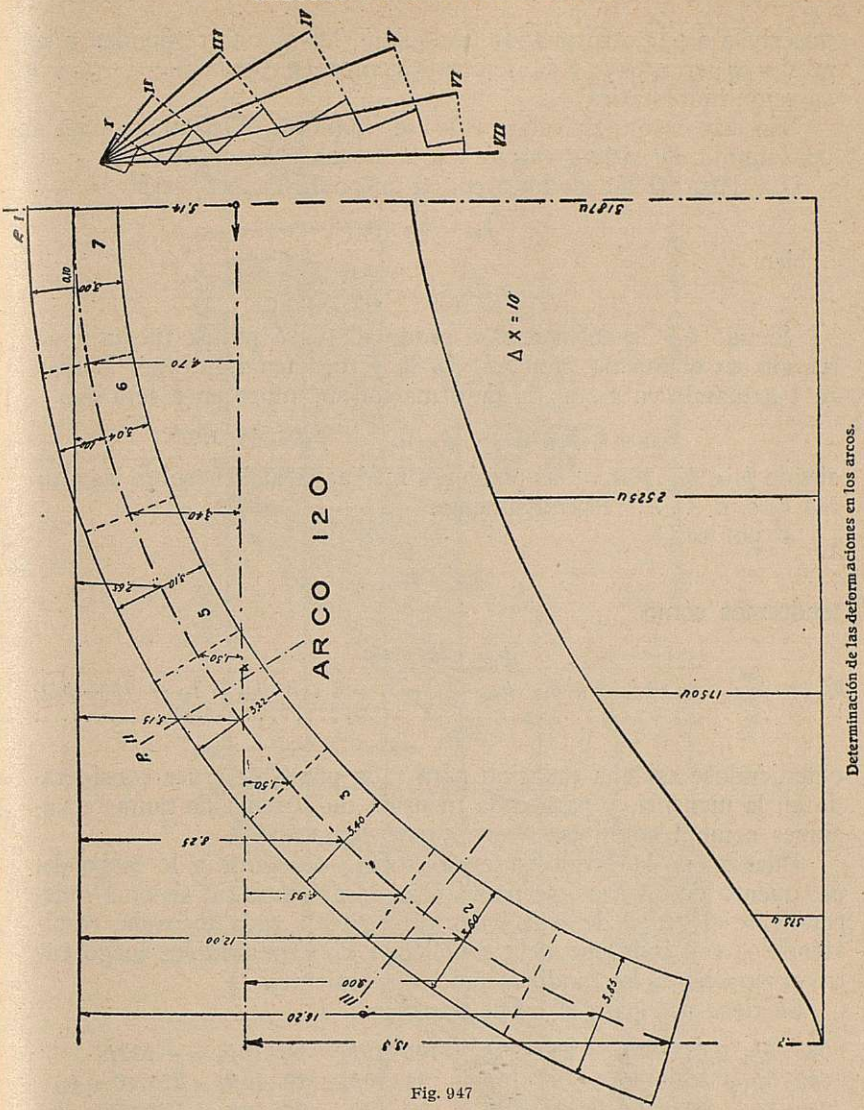


Fig. 947

tendrá, por proyección sobre un plano paralelo, la deformación unitaria en el plano de cada sección. Se dibuja luego una curva con los valores obtenidos, en la cual puedan tomarse los que corresponden a los perfiles transversales que interesen. Realizándolo para los distintos arcos resumiremos este cálculo en el cuadro 6, parte izquierda. Dividiendo los valores obtenidos por el *R* respectivo obtendremos en el cuadro 6, parte derecha, los coeficientes de deformación buscados.

Repartición de las cargas.—Determinadas las deformaciones unitarias de los dos sistemas, arcos y muros, se iguala, por tanteos

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

sucesivos o por otro método cualquiera, las que corresponden a las presiones parciales p_a y p_m, teniendo siempre en cuenta que $p_a + p_m = p$ (presión hidrostática).

En este caso, particularmente, se simplifica el cálculo gracias al predominio del sistema arcos y a la forma circular de éstos.

La deformación de un arco, en un punto dado b, será

$$\delta_{ab} = \delta_{1b} \cdot R$$

o bien

$$\delta_{ab} = \delta_{1b} \cdot r \cdot p_{ab}$$

Siendo δ_{1b} la deformación producida en b por la fuerza 1 actuando en el mismo punto b, δ_{bc} la deformación en b por la fuerza 1 actuando en c . . . , la deformación del muro en b será δ_{mb}

$$\delta_{mb} = b \cdot p_{mb}\delta_{bb} + c \cdot p_{mc}\delta_{bc} + d \cdot p_{md}\delta_{bd} + \ldots$$

siendo p_{mb}, p_{mc}, p_{md}, ..., las presiones medias reducidas sobre las alturas b, c, d, . . . , respectivamente.

Y por ser

$$\delta_{ab} = \delta_{mb}$$

tendremos cómo

$$p_{mb} + p_{ab} = p$$

$$\delta_{bb} \cdot b \cdot p_{mb} + \delta_{cc} \cdot p_{mc} \cdot c + \delta_{bd} \cdot p_{md} \cdot d + \ldots = \delta_{1b} \cdot r \cdot p_{ab} = \delta_{1b} \cdot r \cdot (p - p_{mb})$$

. . . . . .

obteniéndose así una ecuación para cada punto de cruce considerado en la ménsula, y para cada ménsula un sistema de tantas ecuaciones como incógnitas.

Puesto que la carga es sensiblemente constante a lo largo del paramento de un arco, se podrá considerar como un sistema independiente el grupo de ecuaciones referentes a cada ménsula, resolviéndolos con independencia completa y confrontándolos luego entre sí para hacer las modificaciones convenientes.

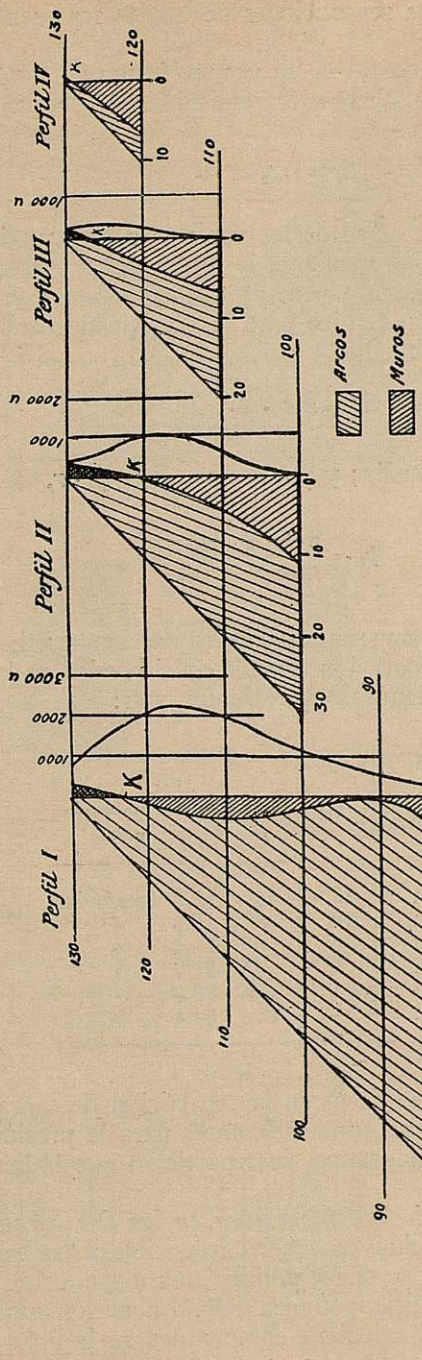
Se tiene así, para el perfil transversal I,

$$\begin{aligned}
1\,085 \cdot 5p_1 + 542 \cdot 10p_2 + 250 \cdot 10p_3 + 105 \cdot 10p_4 + 36 \cdot 10p_5 &= -513p_1 \\
542 \cdot 5p_1 + 351 \cdot 10p_2 + 183 \cdot 10p_3 + 82 \cdot 10p_4 + 29 \cdot 10p_5 &= 225(10 - p_2) \\
250 \cdot 5p_1 + 183 \cdot 10p_2 + 116 \cdot 10p_3 + 60 \cdot 10p_4 + 22 \cdot 10p_5 &= 114{,}3(20 - p_3) \\
105 \cdot 5p_1 + 82 \cdot 10p_2 + 60 \cdot 10p_3 + 38 \cdot 10p_4 + 16 \cdot 10p_5 &= 45(30 - p_4) \\
36 \cdot 5p_1 + 29 \cdot 10p_2 + 22 \cdot 10p_3 + 16 \cdot 10p_4 + 8 \cdot 10p_5 &= 13(40 - p_5)
\end{aligned}$$

sistema cuyas soluciones, después de rectificadas teniendo en cuenta la repartición en los otros perfiles, son

$$\begin{aligned}
p_1 &= -1{,}34 \\
p_2 &= 0{,}20 \\
p_3 &= 2{,}15 \\
p_4 &= 1{,}35 \\
p_5 &= 0{,}17
\end{aligned}$$

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO



Repartición de las cargas. Presión hidrostática.

Fig. 948

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Así se obtienen las reparticiones de cargas representadas en la figura 948.

Efecto de temperatura.—*Descenso uniforme de temperatura en los dos paramentos.*—Sabemos (capítulo XLVI) que la fuerza virtual axial equivalente es

$$R_t = \varepsilon \cdot t_o \cdot E \cdot w$$

La composición sucesiva de los vectores representativos de estos productos permitiría, mediante la figura polar correspondiente, la determinación de las cargas de agua equivalentes; en este caso, y análogamente a como se hizo para la presión hidrostática, calcularemos con un valor medio

$$R_t = \varepsilon \cdot t_o \cdot E \cdot w_m$$

siendo w_m la sección media; y puesto que $R_t = p_t \cdot r$,

$$p_t = \frac{\varepsilon \cdot t_o \cdot E \cdot w_m}{r}$$

Los descensos de temperatura tenidos en cuenta a las distintas profundidades, su comparación con los considerados en la presa de Broc y las cargas p_t virtuales equivalentes, son:

Profundidad bajo el embalse	t_o (Broc)	Alloz		
		t_o	P_t	
0 m	13°	12°	11,3	toneladas
10 m	10°	8°	15,3	»
20 m	6°	6°	18,4	»
30 m	5°	5°	24,7	»
40 m	4°	4,5°	38,9	»
50 m	—	4°	54,4	»

Conocidos los valores de p_t, en la repartición de cargas se procede de forma idéntica a la indicada antes para la presión hidrostática, obteniendo los diagramas de repartición que indica la figura 949.

Descenso desigual de la temperatura en los dos paramentos.—Prescindiendo de la acción superficial insensible a pocos centímetros de los paramentos, se puede admitir una distribución lineal de temperaturas, como indica la figura 897. La acción axial o uniforme ($R_{\Delta t} + R_{\Delta \tau}$) se calculará como antes se indicó; y la excéntrica $R_{\Delta \tau}$, que actúa de modo idéntico a un momento flector

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

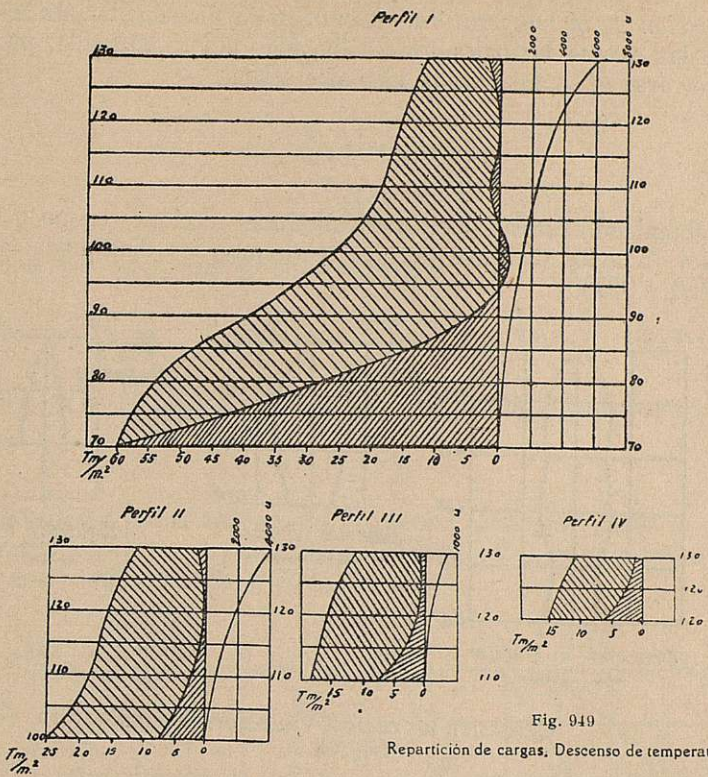


Fig. 949

Repartición de cargas. Descenso de temperatura.

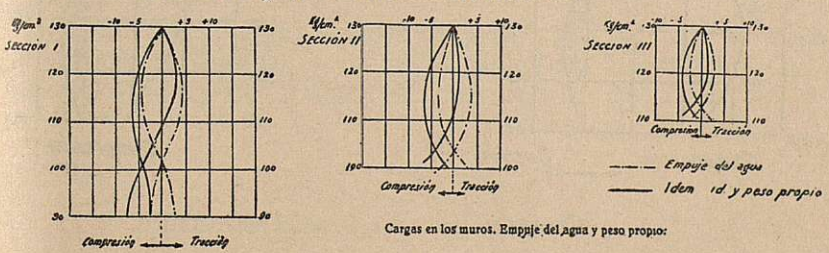
del valor $M = R_{\Delta\tau} \cdot \frac{t}{6}$ se ha supuesto la resisten íntegramente los arcos.

Cargas unitarias.

Ménsulas.—*Acción del agua y peso propio.*—Conocidos los momentos flectores en cada sección y el peso de la parte que insiste sobre ella, las cargas serán

$$\eta_m = \frac{P}{w} \pm \frac{M}{W}$$

siendo w la sección y W el módulo resistente.



Cargas en los muros. Empuje del agua y peso propio.

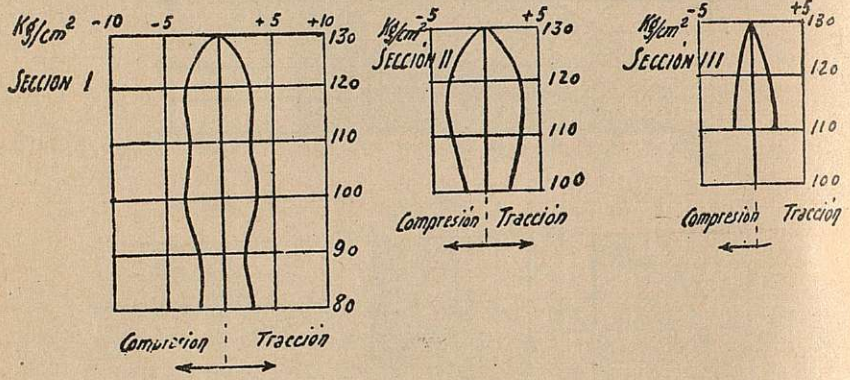
Fig. 950

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Acción de la temperatura.—Conocida la distribución de la parte de las cargas virtuales totales llevadas por la ménsula, podrán encontrarse M_t y las cargas virtuales serán

$$\eta_{mt} = \pm \frac{M_t}{W}$$

Obteniendo estos valores para distintas secciones en un mismo perfil y para los distintos perfiles tendremos los diagramas (figuras 950 y 951).

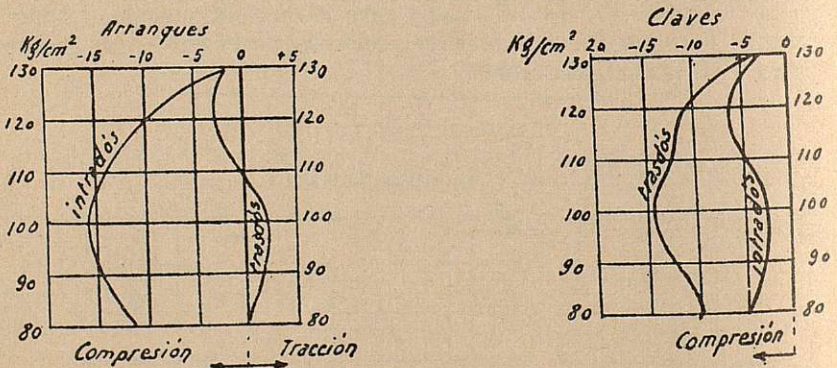


Cargas en los muros. Variación de temperatura.

Fig. 951

Arcos.—*Acción del agua.*—Siendo y_m la ordenada de la fibra media con respecto a los ejes que pasan por el centro de inercia

$$\eta_a = \frac{R}{w} \pm \frac{\Delta X \cdot y_m}{W}$$



Cargas en los arcos. Presión hidrostática.

Fig. 952

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

que se reduce por ser

$$\Delta X = R \cdot K \qquad w = t \cdot 1 \qquad \text{y} \qquad W = \frac{t^2}{6}$$

a

$$\eta_a = \frac{R}{t}\left(1 \pm \frac{6Ky_m}{t}\right)$$

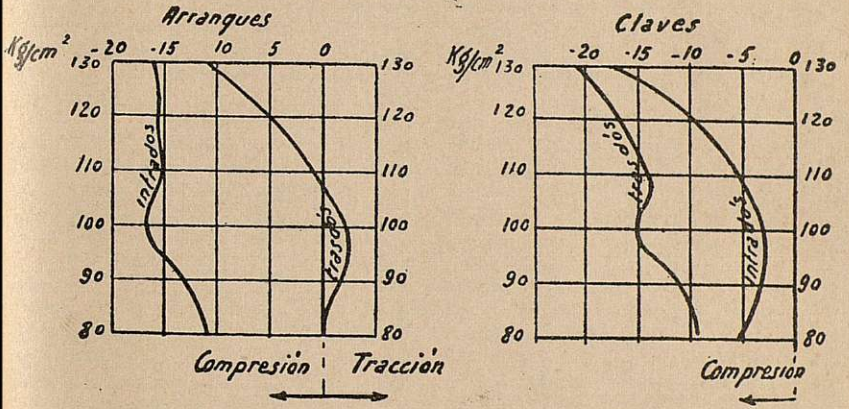
Descenso uniforme de temperatura.

$$\eta_{at} = \pm \frac{\Delta X_t \cdot y_m}{W}$$

Descenso desigual de temperatura en los dos paramentos.

$$\eta_{at'} = E \cdot \varepsilon \cdot \Delta\tau$$

Calculados estos valores en la clave y arranques, que son los puntos de máximas cargas, y para distintos arcos, se encuentran los diagramas (figuras 952 y 953).



Cargas en los arcos. Variación de temperatura.

Fig. 953

Sumando las cargas debidas al agua, descenso uniforme de temperatura y desigual en los arcos, se ve que las cargas no alcanzan los 35 kg/cm² a compresión, ni los 5 kg/cm² a tracción.

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

INDICE ALFABETICO

Páginas

A

Abastecimiento de agua en la obra. 1024
Abrams: Curva de resistencia..... 885
" Fórmula..... 885 y 887
" Composición granulométrica. 889
" Proyecto de mezcla. 894, 898 y 905
Acción de ménsula y arco..... 1121
Ackersand: Dep. de sed..... 257
" Tub. enterrada..... 411
Acumulación natural..... 608
" artificial..... 615
" Cuadro..... 622
Adamelo: Cierres de toma..... 950
Aden (Presas de)..... 694, 699 y 727
Aducción de aire en tomas..... 945
Aensive (Presa b. m.) Cuadro..... 816
A. E. G. (Presa b. m.)..... 811
Aforos..... 35
Afslund (Salto de)..... 68
Agnew (Presa b. m.)..... 782 y 816
Agotamientos..... 165
Agua de amasado..... 897
Aguas altas, medias y bajas. 590 y 592
Agueda (Presa gravedad)..... 696
Agujas (Presas de)..... 112
Aguja (válvulas de)..... 957
Agujero (Pantano del)..... 588 y 696
Aire comprimido..... 1025
Aire líquido..... 1027
Albelda (Sifón de)..... 396
Alberche..... 1026
Alcalá del Río (Comp. Stoney)..... 138
Alexander (Presa de tierra)..... 666
" (Rotura p. t.)..... 1169
Alfonso XII (Presa gravedad)..... 696
Alicante (Presa de)..... 644, 696, 699 y 727
Aliviadero en el canal (Cálculo)..... 232 y 235

Páginas

Aliviadero en el embalse..... 907
" en cremallera..... 914
" (Capacidad)..... 929
Almacenes (medios auxiliares)..... 1026
Almansa (Presa de)... 644, 696, 700, 702, 727, 770, 903 y 1158
Alpine (Sifones)..... 928
Alspaugh (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Altura de salto aprovechable..... 17
Alumbrado (Medios auxiliares)..... 1026
Alloz (Presa-bóveda)..... 695, 729, 747, 770 y 1239
Allen (Aforo)..... 64
Allievi..... 313 y 434
Ambursen (Presa-pantalla). 775, 783 785 y 786
Ambursen (Presa tierra con pantalla)..... 664, 684 y 688
Amme Giesecke (Turbinas)..... 563
Amsteg (Galería de presión)..... 444
" (Presa-bóveda)..... 761 y 770
Anclaje de tuberías..... 417
Anderson..... 54 y 1027
" (Rotura presa gravedad)..... 1179
Andrade (Presa gravedad)..... 696
Aniene (Galería de presión)..... 438
Anillos independientes en presa-bóveda..... 760
Anyox (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Anzánigo (Salto de)..... 95 y 258
Apishapa (Presa de tierra)..... 676
" (Rotura)..... 1168
Apoyo de tuberías..... 413
Aprovechamiento de un tramo de río..... 14 y 15
Argonauta (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Arguis (Presa de)..... 644, 696 y 700
Arco de espesor variable..... 1119
Arcos interiores en presa-bóveda... 751 y 1115
Arcos inclinados en presa-bóveda... 757

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Arcos rotulados ... 1079
" gruesos ... 1079
" elásticos (Cálculo) ... 1069
" empotrados ... 1069
Arellano (Dep. sed.) ... 258
" (Rejilla) ... 275
" (Comp. retención) ... 612
Argentière (Tubería) ... 435
Arido (Tamaño del) ... 891
Ariel (presa-bóveda). 770, 849, 856 y 904
Ariete (Golpe de) ... 309
" (Procedimiento Allievi) ... 313
" (Form. Mannesmann) ... 321
" (Form. Bundschu) ... 322
" (Disposiciones de precaución) ... 325
" (Colchón de aire) ... 325
" (Válvulas de seguridad) ... 325
Arnstein Electric Power (Turbinas) ... 550
Arrowrock (Presa de). 645, 695, 725, 833, 836, 838, 857, 861, 882, 903, 956 y 978
Arriostrado en presas Ambursen ... 793
" en presas bóv. múlt. ... 804
Asfalto (Inyecciones) ... 867
Ashland (Presa-bóveda) ... 749 y 770
Ashley (Presa de pantalla) ... 796
" (Rotura p. b. m.) ... 1185
Ashokan (Presa) ... 650, 663 y 676
Asuan (Presa de) ... 105, 116, 154, 645 y 694
Asteazu (Tubería de madera) ... 398
Ataguías ... 161
Atcherley (Presa gravedad) ... 1030
Aufkirchen (Cám. de presión) ... 265
August Wyhlen (Comp. Stoney). 135, 136, 138 y 139
Austin (presa de pantalla) ... 796
" Pen. (Rotura p. g.) ... 1176
" (Texas). (Rotura p. g.) ... 1178
" (Sedimentación) ... 1159
Automáticas (Presas) ... 144
Azarola (Tubería) ... 387
Aziscohos (Presa b. m.) Cuadro ... 816
Azudes o presas de derivación ... 67
" (Efectos de los) ... 69
" (Ubicación) ... 70
" (Altura de los) ... 71
" (Clasificación) ... 77
" (Planimetría) ... 77
" fijos ... 78
" (Perfil transversal) ... 82
" (Erosiones al pie) ... 84
" (Colchón de aguas) ... 85
" sobre terreno impermeable. 91
" sobre terreno permeable ... 93
" Ejemplo ... 101

Páginas

B

Backer (Presa-bóveda) ... 68, 158, 914 y 1010
" Cuadro ... 770
Badana (Presa gravedad) ... 725 y 922
Baggi ... 257
Balch (Curva de codos) ... 363
Balsams (Rotura p. t.) ... 1169
Ban (Presa gravedad) ... 645 y 903
Bananeiras (Presa bóv. múlt.). Cuadro. 816 y 848
Banquetas en el canal ... 203
" en presas tierra ... 652
Barasona (presa gravedad) ... 695
Barberine (Galería de presión). 441 y 444
" (Presa gravedad). 645, 695, 725, 841, 861, 881, 893, 899, 901 y 1010
Bardonechia (Cám. pres.) ... 267
Barossa (Presa-bóveda). Cuadro ... 770
Barrages automatiques ... 144
Barren Jack (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Barrel (Presa de) ... 725 y 903
Barton (Presa b. m.). Cuadro ... 816
Baticle (Tubería) ... 409
Bauman ... 745
Bazin ... 36, 51, 53, 194 y 356
Beaumont Monteux. 137, 199, 210 y 232
Bear Valey (Presa de tierra) ... 675
" (Presa-bóveda). Cuadro ... 770
" (Presa-bóv. múlt.) 776, 782 y 807
" Cuadro ... 816
Beaver Park (Presa tierra) ... 676
Becerril (Medios auxiliares). 1027 y 1239
Belice (Presa escollera) ... 688 y 689
Belt Conveyor ... 997
Belubula (P. b. m.) ... 772
" Cuadro ... 816
Belleck ... 144
Belle Fourche (Presa tierra). 672 y 676
Belle Isle (Presa b. m.). Cuadro ... 816
Belleville (Acumulación) ... 622
Bello ... 951
Bellow Falls (Comp. tambor) ... 131
Berlín-Stettin (Canal) ... 190
Bernouilli ... 364
Berthand (Rotura p. t.) ... 1167
Bertolio (Medios auxiliares) ... 1027
Beznau (Comp. Stoney) ... 136 y 199
Bhandaranda (Presa gravedad) ... 695
Biel y Busch (Pérdida de salto) ... 567
Big Creek (Presa-bóv.) 381, 550, 552 y 1018
" Cuadro ... 770

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Big Dalton (Presa b. m.) 798, 803, 816 y 849
" Cuadro 816
Big Santa Anita (Presa-bóv.). 729, 732 y 740
" Cuadro 770
Black Canyon (Presa de) 68
Blanc (Medios auxiliares) 1027
Bligh 94, 97, 99, 153 y 850
Blondines (Transporte hormigón). 1012
Bluewater Toltec (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Bocal (Toma de aguas) 221
Bolarque 291 y 696
Bolomey... 887, 890, 893, 897, 898 y 905
Bonnet 53 y 1033
Bonnet Carré (Aliviadero) 89
Boonton (Presa gravedad) 725 y 835
Boquilla (Presa gravedad). 694, 695 y 725
Botte Creek n.º 4 (Presa-bóv.). Cuadro 770
Bouchayer 361 y 431
Boucher 258
Bouillouse (Presa pantalla) 875
Bouvier 707, 708 y 903
Bowman South (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Bouzey (Presa gravedad) 715
" (Hotura p. g.) 1176
Bóveda (Presas) 727
Bóvedas múltiples (Presas)... 771, 777, 778 y 797
Bradfield (Rotura p. t.) 1166
Brand (Sonda) 855
Breuille (Permeabilidad) 442
Bridge Port (Sifones) 928
Brightmore (Curva de codos) 363
Brillane (Salto de) 68 y 610
Brisbane (Presa de) 882
Broc (Presa-bóveda) 730, 732, 747, 750, 833, 845, 882, 964 y 770
Broome 285 y 297
Brunnemühle (Acum.) 622
Bucks Creek (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Büchi 255
Buitreras (Aliviadero) 233
Búfalo Creek (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Bull Run (Presa gravedad). 68, 847, 853, 872 y 873
Bullards Bar (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Bulley Creek (Rotura p. e.) 1171
Bundschu (Golpe ariete) 322
Burguillo, Alberche (Presa gravedad)..... 137, 217, 695, 725, 844 y 987
Burguillo, Segovia (Presa contra.)... 817, 820, 821 y 928
Burma (Comp. Stoney) 137
Buseo (Presa gravedad) 696
By-Pass 328 y 424

C

Cables-grúas (Transporte hormigón) 1012 y 1014
Cain 743, 752, 797 y 1032
" Cálculo arcos 1069
Cala (Salto de) 334, 841 y 926
Calaveras (Presa de tierra)... 666 y 675
" Rotura p. t.) 1167
Cálculo directo (Aforos por) 40
Cálculo de azudes 167 y 177
" de azudes (expedito) 179
" de azudes (Creager) 180
" de presas gravedad. 1029 y 1033
" de presas-bóveda... 1069 y 1121
" de presas de b. m. 1139
" de una presa vertedero maciza 1193
" de una presa de gravedad (Esla) 1223
" de presa-bóveda (Alloz)..... 1239
Calderwood (presa-bóv.). 138, 899 y 913
" Cuadro 770
Callendrita 690
Calles (Presa-bóv.). 730, 739, 747 y 753
" Cuadro 770
" (presa b. m.). Cuadro 816
Cámaras de presión 262
Camarasa (presa gravedad)..... 145, 146, 129, 203, 442, 644, 695, 697, 721, 722, 725, 838, 866, 881, 893, 899, 904, 908 y 909
Camichel 639
Campamentos 1026
Campbell (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Camelli (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Campofrío (presa gravedad) 696
Campus 1029
Canadea (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Canales 185
" (Trazado) 185
" (Cálculo del perfil) 195
" revestidos 206
" en terrenos yesosos 212
" en túnel 213
" de descarga 238
" de desagüe 564
" (Modelos reducidos) 633
Canaletas (Transporte hormigón). 1010
Cantang (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Canteras 982
Cantero 817 y 820
Capdellá (Salto de). 218, 264, 420 y 429
Carcavilla (Arrastres de sedimentos). 245
Cardano (Salto de) 551
Cargas admisibles en el terreno... 165
" admisibles en las fábricas. 903
Caribon (Turbinas Pelton) 551

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Carman, Carr y Stewart (Tubería)... 434
Carmet River (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Carpio (Salto del)... 133, 137, 162, 216, 501 y 561
Casa de máquinas... 563
" " (Ubicación)... 573
" " subterráneas... 577
" " (Superficie)... 581
" " (Altura del piso). 582
" " (Cimentación)... 583
" " (Cubierta)... 583
" " Iluminación y ventilación... 583
" " Puente-grúa... 584
Castigliano... 715
Cataract (Presa gravedad)... 725 y 822
Catawba (Presa de tierra)... 137 y 676
Cats Kill (Sifón de)... 392, 442 y 444
Caudales cronológicos (Curva de). 590
" clasificados (Curva de)... 590
" medios... 590
" módulos... 590
" acumulados (Curva de)... 592
Cave Creek (Presa b. m.)... 800
" Cuadro... 816
Cavitación (Modelos reducidos)... 630
Cavite (Presa de tierra)... 676
Cement-Gunt (Gunita)... 193
Ceres (Canal de descarga)... 241
Cierres de la tubería... 423
Cierva (Presa gravedad)... 696
Cignana (Presa gravedad)... 837, 841, 867, 871, 885, 886, 893, 899, 792, 1001 y 1018
Cimentación en presas Ambursen... 792
" en presas b. m... 810
" (Condiciones de la roca)... 978
" (Zanja para la)... 978
" (Exploración del terreno)... 854
" en las presas... 971
Cinca (Salto)... 391 y 551
Cinta transportadora... 997
Cipolleti... 53
Cisco (Presa de pantalla)... 796
Cismon (Sedimentación)... 1158
Clavenad... 713
Clear Creek (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Clenezzo (Acumulación)... 622
Clusbei Oensingen... 622
Cobble Mountain (Presa de tierra)... 647, 669 y 675
Cochrane... 798 y 804
Codos... 361, 388 y 389
Coeficientes hiperestáticos del arco. 1127
Coghinas (Presa gravedad)... 581 y 780

Páginas

Cojinetes... 533
Colchón de agua en azudes... 85
" de aire (Golpe ariete)... 325
Colorado (Hoover, Presa de)... 694, 695, 710, 711, 721, 849 y 904
" (Sedimentación)... 1158, 1159 y 1163
Columbus (Rotura p. g.)... 1179
Collier... 782
Combamala (Presa b. m.)... 786 y 796
Composición granulométrica... 889
Compuertas en los canales... 281
" auxiliares... 281
" con rodadura... 283 y 296
" vagón... 283
" oruga... 284 y 297
" Sernit... 286
" Taintor... 297 y 300
" (Resistencias)... 295
" de madera... 287
" de hierro... 290
" (Cálculo)... 293
" americanas... 298
" (Mecanismos)... 299
" deslizantes... 948
" cilíndricas... 954
Concow (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Conowingo (Salto de)... 137, 551 y 952
Consistencia de hormigones... 883
Consolidación de las tierras... 653
Construcción de los azudes... 161
" del canal... 218
" de presas-fábrica... 971
" (Transporte de materiales)... 987
" (Medios auxiliares)... 981
Contrafuertes (Presas Ambursen). 787
" (Presas b. m.)... 799
Coolidge (Presa cúp. múlt.)... 695, 767, 813 y 848
" Cuadro... 816
Cootamundra (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Copco n.º 1 (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Corchado (Depósito sedimentación). 253
Corfino (Presa-bóveda)... 678, 734, 744 y 928
" Cuadro... 770
Coronación (Presas de tierra)... 655
Correas (Transporte del hormigón)... 1007
Cortante (Esfuerzo)... 718
Cortes de Pallás (Central de)... 614
Cortijo (Comp. Stoney)... 138 y 140
Corrosión (Turbinas)... 502
Crane Valley (Presa de tierra)... 676
Creager... 83, 87, 128, 298, 313, 338, 362, 365, 368, 931, 932, 933, 947 y 1039

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Creager (Sedimentación)..... 1158
Creva (Acumulación)..... 622
" de Luino (Presa gravedad)... 725
Crevola d'Ossola..... 145, 149 y 225
Cribas clasificadoras..... 996
Crosio (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Cross River (Presa gravedad). 725 y 836
Croton (Presa gravedad)... 645, 695, 723, 725, 904, 954 y 974
Crowley Creek (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Cuerda del Pozo (Presa gravedad)... 696
Cuerpos flotantes (Evitación en el canal)..... 231
Cueva Foradada (Presa gravedad)... 696
Cuevas (Salto de)..... 377
Cummun..... 644, 657 y 676
Cúpula (Presa)..... 767
Cúpulas múltiples (Presas de)..... 813
Curva de caudales cronológicos... 590
" de caudales clasificados..... 592
" de caudales acumulados.... 592
Curvas de igual compresión máx. 1054
" de igual deslizamiento..... 1055
" isostáticas..... 1055
Cushman (Llaves-mariposa)..... 953
" n.º 1 (Presa-bóv.). Cuadro. 770
" n.º 2 (Presa b. m.). Cuadro. 816

CH

Chambaud..... 740
Chambon (Presa gravedad)... 989 y 1027
Champ (Tubería de hormigón)..... 390
Chanoine (Presa móvil)..... 121
Chancy Pougny (Comp. Stoney). 136, 137, 138 y 139
Charco del Cura (Presa de gravedad)..... 215, 696 y 725
Chavanon (Presa gravedad)... 695, 867 y 869
Charmes (Presa de tierra)..... 658 y 659
Chartain (Presa de)..... 645
Chattanooga (Iny. de asfalto)..... 867
Chazilly (Presa gravedad)..... 703
Cheat (Const. de la presa)..... 1006
Chelan (Túnel de)..... 216
Chesman (Presa-bóveda)..... 745
Cheurfas (Rotura p. g.)..... 1174
Chevenoz (Acumulación)..... 622
Chevres (Salto de)..... 135, 136 y 566
Chimeneas de equilibrio..... 330
" de equilibrio diferenciales..... 335
" de equilibrio (Cálculo). 338
" de equilibrio (Ejemplo). 348
" de ventilación..... 443
Chiusella (Presa-bóveda)..... 739

Páginas

Chiusella. Cuadro..... 770
Choindez (Acumulación)..... 622
Choriqueta (Salto de)..... 377
Chorro (Presa gravedad)..... 696
Chosen (Chimenea de equilibrio)..... 334
Christians..... 867
Chute à Caron (Hormigón seco)..... 899

D

Dachwer (Puertas americanas)..... 149
Dansville (Presa de b. m.)..... 796
" (Rotura)..... 1184
Dash-Pot..... 327, 429, 430 y 512
Davis Bridge (Túnel)..... 215 y 216
" (Presa de tierra). 669, 671, 675, 917, 945, 947, 953 y 962
Deflector (Turbinas)..... 330
Deformación de las ménsulas..... 1126
" de los arcos..... 1131
Delocre..... 705
Degove..... 214, 439, 697, 723 y 945
Demay (Presa móvil)..... 124
Denil (Escala de peces)..... 158
Densidad de los hormigones..... 899
Depósitos graduados (Aforo por)... 49
" de sedimentación..... 247
" " (Normas)... 250
" " (Ubicación. 253
" de materiales..... 999
Derricks..... 1006
Desagües de fondo..... 151 y 941
" en los embalses..... 907
" profundos..... 941
Desfontaines (Presa móvil)..... 121
Destrucción de las presas (Causas de)..... 176
Desviación de la corriente..... 971
Diablo (Presa-bóveda)... 695, 729, 732, 740, 846, 899, 977, 1008 y 1027
" Cuadro..... 770
Dickens (Fórmula de riadas)..... 934
Dickson..... 772
Disminución de la energía cinética de las aguas..... 239
Disoluciones comparadas (Aforo por)..... 58
Dix (Presa de escollera). 678, 685 y 867
Djidiouia (Presa de)..... 645
" (Sedimentación)..... 1162
Dnieper (Comp. Stoney)..... 137 y 981
Dodder (Presa de tierra)..... 676
Doell (Presa móvil)..... 121
Domico (Presa de escollera)..... 690
Don Martín, Alabahma (Presa de gravedad)..... 85 y 959

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Don Martín, Méjico (Presa de contrafuertes)..... 817, 818 y 914
Don Pedro (Presa gravedad)... 695 y 725
Dosificación de hormigones..... 883
" diferente en un perfil. 902
" " 999
" de cemento 1000
" de áridos y agua..... 1000
" y quebrantación..... 1002
Dow's (Pérdida en las llaves)..... 368
Dragalinas..... 985
Drance (Sedimentación)..... 1158
Drenaje (Presas de tierra)..... 652
Drenes (en presas de embalse)... 867
Drum Afterbay (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Druid Lake (Presa de tierra)..... 670
Dubuat..... 51 y 249
Dufour..... 46
Dufour (Desarenador)..... 257
Durand (Chimeneas)..... 352
" (Modelos reducidos)..... 639

E

Eagle's Nest (Presa b. m.). Cuadro... 816
East..... 831
East Canyon (Presa-bóveda)... 721 y 731
" Cuadro..... 770
Eastwood..... 775 y 777
Ebro (Pantano del)..... 599 y 683
Edge (Presa de pantalla)..... 795
Eel (Transporte de hormigón)..... 1018
Efecto regulador del embalse..... 937
Efecto de temperatura (arco elástico). 1074
" " (arcos gruesos) 1094
Egea (Presa de tierra)..... 662
Eglisau (Comp. Stoney)..... 137
Eguzon (Comp. autom.)..... 150
" (Presa gravedad)..... 645, 725, 844, 867, 870, 871, 959 y 965
Eildon (Rotura p. e.)..... 1171
Eleanor (Presa b. m.)..... 799
Elche (Presa gravedad)... 644, 696, 699, 700, 727, 728 y 903
" Cuadro..... 770
" (Sedimentación)..... 1158
Elephant Butte (Presa gravedad). 645, 694, 695, 722, 725, 836, 837, 847, 853, 858, 861, 862, 867, 903, 945, 955, 961 y 973
Elephant Butte (Sedimentación)..... 1158
Elevadores de canjilones..... 997
Ellsworth (Presa b. m.). 785, 786 y 796
Embalses naturales, artificiales y mixtos..... 585

Páginas

Embalses (Capacidad)..... 586
" (Ubicación)..... 588
" (Régimen de explotación) 603
Emigrant Creek (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Empleo del agua embalsada..... 587
Encofrado (Azud de)..... 107
" (Moldes)..... 165 y 1018
Energía hidráulica en el mundo.... 7
" eléctrica (Empleos de la). 7
" (Línea de)..... 306
" de 1 kg. de agua..... 453
" eléctrica (Instalación de obras) 1024
Energia Elettrica (Chimeneas)..... 352
Engels 238
Englewood (Presa de tierra)..... 676
English (Rotura p. e.)..... 1170
Ennepal (Presa de gravedad)..... 645
Erhard (Tuberías)..... 380
Erosión al pie del azud..... 84
" en el canal..... 205
" en las turbinas..... 502
Errandonea..... 1239
Escala de peces..... 157
Escalda (Comp. Stoney)..... 137
Escandel (Modelos reducidos)..... 639
Escollera (Azud de)..... 104
" (Presas de) ..... 677 y 679
Escher Wyss (Válvula)..... 329
" (Rangua)..... 531
Esla (Presa gravedad)... 644, 694, 695, 959, 976, 987, 1002, 1014 y 1223
Estabilidad inicial (Chimenea)..... 345
" de las presas..... 176
Evaporación y filtración en los canales 158
Exechequer (Comp.)..... 130
" (Presa gravedad)..... 695
Explosivos..... 984
Eymontiers (Canal de)..... 199

F

Faal (Comp. Stoney)..... 137
Fábrica (Azud de)..... 109
" de las presas..... 881
Factor de carga, de demanda, de capacidad, diversidad y utilización hidráulica..... 26 y 27
Fadalto (Cierre en la presa de)..... 953
Fanning (Fórmula de riadas)..... 934
Fantoli..... 443 y 781
Feno (Chimeneas)..... 352
Fenómenos anexos a las tomas..... 942
Feret..... 886, 888 y 905
Fernando (Presa de tierra)..... 669
Fier (Presa de)..... 68

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Figari (Presa tipo)..... 822 y 826
Fillunger (Presas gravedad)..... 1209
Fink (Regulación)..... 508
Flexión radial en la clave... 1075, 1076, 1095 y 1096
Florida Blanca (Caudal sólido). 248 y 257
Flotadores (Aforo por)..... 35
Flotación (Canalillos de)..... 154
Flumendosa (C. máq. subterránea). 580
Foix (Presa gravedad)..... 696
Folson (Presa gravedad)..... 725
Fontaine (Rangua) 527
Fontecha (Canal)..... 199
Forchheimer..... 197
Forma planimétrica de las presas. 722
Forshuvud (Comp. tambor)..... 131
Forstsee (Acumulación)..... 622
Fowler..... 1070, 1079 y 1097
Forti (Form. riadas)..... 935
Fourneyron (Turbina) 475
Francés (Presas de tipo)..... 657
Francis (Turbina)..... 475
Freeman..... 82, 639 y 925
French Lading (Rotura p. t.)..... 1169
Frese..... 51
Fridingen (Acumulación)..... 622
Frienland (Presa de tierra)..... 920
Froude (Ley de)..... 624 y 924
Fruita Canyon (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Fuerzas que actúan en el azud... 167
Fuly (Salto de)... 16, 380, 408, 411, 485 y 622
Fuly (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Fuller..... 891, 892, 893, 898, 905, 931, 932 y 933
Funghera (Toma de aguas)..... 222
Furens (Presa gravedad)... 645, 705, 725 y 903
Furlo (Presa-bóveda). Cuadro..... 770

G

Gaden y Calame..... 352
Gaetani (Tipo de presa)..... 828
Galerías de presión..... 437
" " (Revestimiento) 442
Galeto (Salto de)... 203, 224, 439 y 551
Gallinot..... 191
Gallipuén (Presa gravedad)..... 696
Gándara (Salto de)..... 131, 199 y 386
Ganguillet y Kütter..... 196, 356 y 934
Garguera (Presa gravedad)..... 696
Garoga (Presa b. m.)..... 816
Garret (Presa b. m.)..... 812
Gasset (Presa de tierra)..... 676
Gatun (Presa e. y t.). 87, 137, 672 y 676
Gave de Pau (Salto de)..... 15
Gaviones metálicos 106

Páginas

Gaylord y Savage..... 950 y 955
Gelmersee (Presa vanos interiores). 725, 822, 899, 901, 1018 y 1027
Gem (Presa b. m.)... 782, 799, 807 y 989
" Cuadro..... 816
" (Rotura).....
Genissiat (Presa gravedad)..... 854
Geological Survey..... 935
Gerber (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Gerlafingen (Acumulación)..... 622
Germantown (Presa de tierra)..... 676
Gibraltar (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Gibson (Aforo por el método)..... 61
" (Cambios de sección)..... 364
" (Presa-bóveda).... 729, 730, 734, 747, 756 y 760
" Cuadro..... 770
Gideabacka (Presa-bóveda)... 743 y 752
" Cuadro..... 770
" (Acción del peso propio). 1097
Gila (Azud)..... 89 y 102
Gilboa (Presa gravedad). 723, 725 y 859
Gillespie (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Girard (Turbina)..... 482
Gleno (Presa b. m.). Cuadro..... 816
" (Rotura)..... 1185
Glens Falls (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Glomel (Presa gravedad)..... 703
Glommen (Flotación)..... 156
Goldbeck (Aparato)..... 667
Goldmack..... 772
Golpe de ariete..... 309
González Quijano..... 435, 710 y 935
" " (Sedimentación)..... 1159
Goodwin (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Goose Creek (Presa de tierra)..... 675
Gore (Presas de gravedad)..... 1030
Graf..... 816
Gragera (Presa de tierra)..... 676
Grande Rhue (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Granite Reefs..... 95, 98, 151 y 222
Grave (Presa móvil)..... 119
Great Falls (Comp. Taintor)..... 126
Greath Norther (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Green Swamp (Colocación hormigón). 1007
Green Valley (Presa b. m.). Cuadro... 816
Grené..... 1027
Grimsel (Presa gravedad). 645, 695, 724, 725, 899, 901, 1010 y 1014
Grizzly Creek (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Gros Bois (Presa de tierra)..... 658
" (Presa gravedad). 703 y 704
Grüner..... 747, 833, 861 y 1239
Grunsky (Presa-colmena)..... 829 y 830
Grúa Prietsman..... 986
Guadalcacín (Presa gravedad). 602, 696, 710 y 720

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Guadalete y Majaceite (Sifones)..... 435
Guadalmellato (Presa gravedad). 696 y 720
Guadalquivir (Canal)..... 199
Guadalupe (Comp. automáticas)..... 150
Guernesey (Comp. Stoney)... 138 y 652
Guías flotantes..... 232
Guidi..... 743, 751, 760 y 797
Guillemain (Perfil de presa)..... 709
Gullspang (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Gunita..... 880
Gutzwiller..... 828
Guyabal (Presa de pantalla)..... 796

H

Habra (Presa gravedad)..... 645 y 936
" (Sedimentación)..... 1159
" (Rotura)..... 1174
Haegelen..... 743
Hales Bar (Inyección de asfalto)..... 867
" (Azud)..... 93
Halligan (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Hamiz (Presa gravedad)..... 645
Harrison y Woodard..... 745
Hartebeesport (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Hartman Munster (Acumulación)..... 622
Hartung (Tacómetro)..... 521
Harzodertal (Presa b. m.)..... 813
Haut Cher (Presa gravedad)..... 645
Hazen y Wilhams..... 356, 358 y 359
Henny..... 849 y 853
Herschel (Reforzador de salto)..... 567
Herrán..... 905
Hetch-Hetchy... 214, 391, 645, 725, 881, 899, 922, 928, 1011 y 1027
Hidráulico (Procedimiento para presas de tierra)..... 669
Hidroconos..... 500
Hidrotímetros..... 41
Hielo (Empuje del)..... 172 y 1040
Híjar (Presa gravedad)..... 696
Hindia (Comp. Stoney)..... 137
Hinds..... 851
Hobart (Presa-bóveda)..... 729 y 731
" Cuadro..... 770
Hodge (Presa b. m.)..... 777 y 804
Holl y Treiber..... 524
Holtwood..... 65
Hone (Presa escollera)..... 688 y 689
Hoover, Colorado (Presa gravedad). 694, 695, 710, 711, 721, 849 y 904
" (Sedimentación). 1158, 1159 y 1163
Hormigón armado (Azud de)..... 109
" " (Tubería)..... 290
" seco..... 899
" colado..... 899
" (Conclusiones americanas) 901
" (Colocación en obra)..... 1005

Páginas

Hormigoneras..... 1004
Horse Mesa (Presa-bóv.). 695, 747 y 752
" Cuadro..... 770
Horseshoe (Presa b. m.)..... 780 y 801
Horton..... 53
Howell..... 747, 753 y 820
Huacal (Presa-bóveda)..... 733
" Cuadro..... 770
Huber y Lutz..... 90 y 144
Hume (Presa b. m.)..... 775
Humpheys (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Huningue (Canal de)..... 193

I

Idaho Irr (Presa de tierra)..... 675
Iller (Canal de descarga)..... 240
Impermeabilización de las presas. 880
Indio (Presas de tierrra de tipo)... 656
Inertol..... 880
Infante Jaime (Presa gravedad)..... 696
Ingersoll-Rand (Inyecciones)..... 863
Inglés (Presa de tierra de tipo)... 659
Innwerk (Sifones)..... 928
Intze..... 877
Inyecciones de cemento..... 860
" de asfalto..... 867
Irati (Aliviadero)..... 233
Isbert (Presa-bóveda)... 696, 765 y 770
Italiana (Fórmula de riadas)..... 934
Ithaca (Presa-bóveda). Cuadro..... 770

J

Jakobsen... 352, 743, 752, 753, 760, 831 y 1032
" Arco interior..... 1115
" Arco grueso..... 1084
Jamrao (Azud de)..... 95
Jandin (Sedimentación)..... 1162
Jándula (Presa gravedad). 842, 883 y 1012
Johnson (Chimeneas de equilibrio). 335, 337, 338 y 352
" (Válvulas)..... 955
" (Rotura p. t.)..... 1165
Jonage (Salto de)... 68, 189, 234 y 292
Jonneret..... 272
Jonval (Turbina)..... 475
Jordán (Presa de pantalla)..... 796
Jorgensen..... 723, 729, 734, 738 y 742
Juillard..... 1121
Jumna (Azud de)..... 96
Juntas de contracción en revestimientos..... 210
" " en tuberías..... 407
" " en presas..... 833

K

Kalman (Presas gravedad)... 1030 y 1032

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Kallnach (Comp. Stoney) 136
Kambo 778
Kander (Acumulación) 610
" (Sedimentación) 1158
Kanidera (Turbinas) 551
Katoomba (Presa-bóveda 770
Kembs (Comp. Stoney) 137
Kennedy (Presa b. m.). Cuadro 816
Keokuk (Salto de) ..... 92, 137 y 973
Kensico (Presa grav.) ... 645, 695, 722, 723, 725, 852, 867 y 882
Kerchoff (Presa-bóveda). Cuadro 770
Kirshmer 270
Kleinwallstad (Comp. tambor) 131
Koechlin ..... 255, 279 y 443
Kohen 249
Kotaman (Presa) 867
Kreuter (Anulador de energía) 242
Kubel (Túnel) 216
" (Tubería) 435
Kuichling 934
Kuisburg (Rangua) 530
Kupferhammer (Acumulación 622

L

Laboratorio Hidráulico de Munich. 363
" Federal suizo 892
Laboratorios 1004
Lackawanna (Tablestacas 163
Lago Arno (Pantalla) 876
" d'Avio (Presa b. m.). Cuadro ... 816
" Boulder (Presa b. m.). Cuadro ... 816
" Campelli (Presa-bóv.). Cuadro ... 770
" Eleanor (Presa b. m.). Cuadro ... 816
" Florence (Presa b. m.) 809
Cuadro 816
" Grande (Presa b. m.) 807
Cuadro 816
" Hodges (Presa b. m.). Cuadro ... 816
" Hume (Presa b. m.). Cuadro. 816
" Luze (Presa b. m.). Cuadro 816
" Malibu (Presa b. m.). Cuadro ... 770
" Monuto (Acumulación) 622
" Nero (Presa b. m.). Cuadro 816
" Pecks (Presa b. m.). Cuadro ... 816
" Suorva (Presa b. m.). Cuadro ... 816
Lahontan (Presa de tierra) ... 676, 682 y 960
La Mesce (Presa gravedad) 725
Laminares (Presas-bóveda) 766
Lampy (Presa gravedad) 645
Lanier (Presa-bóveda) 757
" Cuadro 770
" (Rotura presa-bóveda) 1188
La Prele (Presa de pantalla) 796
Larsen (Tablestacas) 163

Páginas

Las Vegas (Presa-bóveda). Cuadro ... 770
Last River (Presa b. m.). Cuadro 816
Laufenburg (Comp. Stoney) 137
Le Blanc 707
Lechwerk (Canal de) 199
Leizaran (Canal de) 199
" (Tubería) 135
Leroux 630
Levy ..... 715, 852 y 1029
Lewiston (Presa-bóveda). Cuadro 770
Lieckfeldt 850
Limnímetros 40
Limpia (Compuertas de) 243
Línea de carga 371
" piezométrica 371
Lindquist ..... 629 y 632
Link 852
Linville (Presa de tierra) 675
Lithgow n.º 1 (Presa-bóv.). Cuadro ... 770
" n.º 2 (Presa-bóv.). Cuadro ... 770
Lizarcola (Tubería de madera) 398
Loentsch (Cierre de la presa) 953
Long Lake (Comp. tambor) 131
Longpendu (Rotura p. t.) 1167
López Rodríguez (Arco variable) 1119
Lorente de Nó 798
Lorenzo Pardo ..... 240, 599 y 938
Los Verjels (Presa b. m.). Cuadro ... 816
Lost Creek (Presa-bóveda). Cuadro ... 770
Lower Otay (Rotura p. e.) 1172
Lugeon (Sedimentación) 1158
Lure (Presa b. m.) 800
Llaves compuerta ..... 424 y 951
" mariposa ..... 426 y 952
" esféricas 426
" Johnson ..... 955 y 428

M

Mac Donald (Presa de tierra). 955 y 960
Mac Millan ..... 899 y 905
Madduk (Presa de tierra) 676
Madera (Azud de) 107
" (Presa de) 903
Maeris (Presa de) 643
Magnel ..... 894 y 905
Maillard (Galería de presión) 443
Malibnor Rindge (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Maligne (Turbinas) 551
Manila (Presa-bóveda). Cuadro 770
Manitoba (Turbinas) 552
Mannesmann ..... 321, 380 y 383
Manning ..... 197 y 356
" (Arco variable) 1119
Manrique de Lara (Sedimentación) ... 1162
Manzanares (Comp. autom.) 145
" (Caudal sólido) 249

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Marduk (Presa de)..... 643
Marege (Presas laminares)..... 766
" (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Marklissa (Presa gravedad)... 284, 645, 850, 867, 877, 917, 915, 916, 950, 951 y 961
Martigny (Salto de). 228, 248, 256 y 279
Martillos perforadores..... 982
Martín (Comp. Stoney)..... 138
Martínez Artola..... 1223
Mattern..... 879
Mauer (Presa gravedad). 725, 850 y 867
Mayoral 732
Mediano (Presa gravedad)..... 695
Medios auxiliares. — Instalaciones complementarias 1024
Meddlow (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Meer Allum (Presa b. m.)..... 771
" Cuadro..... 816
Melby (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Melones (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Mellet..... 59
Menes (Presa de)..... 643
Mengíbar (Comp. Stoney)..... 133 y 137
Mencio y Muel (Sedimentación)..... 1158
Mensch..... 752, 753, 759 y 1119
Mese (Salto de..... 383, 439 y 444
Mesnager (Presa móvil)..... 121
" (Presa gravedad)..... 1032
Mezaloche (Presa gravedad)..... 690
Mezcla (en hormigones). 894, 895 y 898
Miami (Presas de tierra)..... 667
Michaud..... 405
Millares (Comp. Stoney)..... 134 y 138
Mitchel (Salto de)..... 277, 286 y 570
Modelos reducidos 623
" " (semejanza) ... 623, 624 y 625
" " Limitaciones de la teoría 625
" " (dominando gravedad) 627
" " (dominando viscosidad) 627
" " (Cavitación) ... 630
" " (Sifones) 630
" " (Tuberías) 632
" " (Canales) 632
" " (Arrastre de materiales 635
Módulo de finura..... 889 y 894
Mohnetal (Presa gravedad)..... 867
Mohr..... 1031 y 1038
Molato (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Moldau (Azud de)..... 85
Moldes (Encofrados)..... 165 y 1018
Molinar (Salto del)..... 55, 199 y 614

Páginas

Molinara (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Molinos de bolas..... 995
" de cilindros 995
Moneva (Presa gravedad)..... 696
Mongolfier..... 903
Montecastello (Presa gravedad)..... 725
Montejaque (Presa-bóveda)..... 695, 697, 747, 866, 899, 987 y 1027
" Cuadro..... 770
Moody (Hidrocono)..... 501
" (Inyector)..... 569
Morena (Presa de escollera)... 678, 681 y 684
Moretz Mill (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Mormon Flat (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Morris (Presa de tierra)..... 676
" (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Morton (Presa de pantalla)..... 795
Mouche (Presa)..... 870
Mountain Dell (Presa b. m.)... 777 y 782
" Cuadro..... 816
" (Rotura)..... 1183
Moyie (Presa-bóveda)..... 757
" Cuadro..... 770
" (Rotura)..... 1186
Mudge (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Mühlhausen (Acumulación)..... 622
Munster (Acumulación)..... 622
Murg (Sifones)..... 928
Murgwerk (Acumulación)..... 622
Muro Lucano (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Murray (Presa-bóveda múltiple)..... 777
Cuadro..... 816
Muschioso (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Muzzanosee (Acumulación)..... 622

N

Naske 1027
Nebraska (Presa de contrafuertes)... 817
Necaxa (Presa de tierra)..... 666 y 675
" (Rotura)..... 1167
Neckartenzlingen (Acumulación)..... 622
Necrotis (Presa de)..... 644
Nelidow 822
Niágara..... 68, 551 y 577
Nieper o Dnieper..... 137 y 981
Níjar (Presa gravedad)... 696, 702 y 703
Noetzli..... 686, 687, 745, 749, 753, 760, 766, 780, 801, 804 y 816
North Crow (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Northhausen (Tuberías)..... 375 y 377
Norias de cangilones basculables... 988
Norrfords (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Novalesca (Canal de descarga)..... 239
Núñez Casquete..... 905

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

O

Oak Grove (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Ocagne (Círculo de)..... 1038
Ochaco (Presa de tierra)..... 676
Oestertal (Presa gravedad)..... 850
Okhla (Azud de)..... 96
Olive Bridge (Presa de grav.). 695, 722, 723, 725, 836, 852, 858, 859, 867 y 882
Olten Aarburg (Acumulación)..... 622
Olten Goesgen (Salto de)... 137, 138, 139, 199, 561 y 577
Ondas coloreadas (Aforo)..... 58
Opper Otay (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Orbegozo (Medios auxiliares). 127 y 1223
Orichella (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Orlu (Tubería enterrada)..... 411
Oruga (Compuertas de)..... 951
Oschiri (Presa gravedad)..... 725
O'Shaughnessy (Presa gravedad). 645, 695, 725, 867, 881, 899, 922, 928, 1011 y 1027
Owyhee (Presa gravedad)..... 695, 724, 747, 756, 899, 904, 920, 947 y 967
Owl Creek (Presa de tierra)..... 676

P

Pacific Gas & Electric Co..... 5 y 411
Pacoima (Presa-bóv.). 695, 729, 732 y 740
" Cuadro..... 770
Padly Creek (Presa de tierra)..... 675
Palas mecánicas 984
Palmdale (Presa b. m.)..... 777
" Cuadro..... 816
Palmer Falls (Presa b. m.). Cuadro... 816
Pallanseno (Galería de presión). 438 y 444
Pantalla móvil (Aforo por)..... 53
" (Presa de)..... 118
" (Presas de tierra con)... 662
" en presas de escollera... 681
" plana (Presas de)..... 783
" en presas de fábrica..... 875
Parahyba (Comp. automáticas)..... 149
Pardee (Presa gravedad). 695, 899, 1011 y 1027
Parkes (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Parma (Sifones)..... 235
Parramatta (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Pathfinder (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Patillas (Presa de tierra)..... 675
Paul Girod (Acumulación)..... 622
Pavana (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Pearson..... 1030
Peces (Escala)..... 157
Pelton (Turbina)..... 483
" (Deflector)..... 486
" (Inyector)..... 486
" (Regulador)..... 519
Pena (Presa gravedad)..... 696
Pentecosi (Comp. Stoney)..... 137
Peña (Presa gravedad)... 644, 696, 710, 711 y 720
" (Presa-bóv. Isbert). 696, 763, 765 y 770
" (Mecánica elástica). 787, 798 y 1043
" (Arcos)..... 1071 y 1090
Pérdidas de salto..... 19
" " (Compensación). 565
" de carga en tuberías... 353
" " en embocadura.. 353
" " por rozamiento. 355
" " en los codos... 360
" " en cambios de sección..... 363
" " en las llaves..... 366
" " en las bifurcaciones..... 368
" " en el desagüe... 371
Perfil del azud (Creager)... 174 y 1193
" longitudinal del salto..... 445
Perforadoras..... 982
Permeabilidad de las tierras..... 650
" de la roca.... 657 y 658
" de los hormigones. 858
Persianas (Presa de)..... 116
Peryar (Presa gravedad)..... 725
Peso de la fábrica..... 173
Peso de la coronación..... 1039
Peso propio (Acción del)..... 1097 y 1149
Pfaffensprung (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Philips 297
Piano Sapeio (Presa b. m.). Cuadro... 816
Piave (Canal de)..... 199 y 208
Picton (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Piezométrica (Línea)..... 306
Pigeaud (Galería de presión)... 443, 799, 1041 y 1056
Pilarcitos (Presa de)..... 661
Pit (Azud)..... 68, 86 y 583
Pitot (Tubo de)..... 47
Plattsburg (Rotura p. b. m.)..... 1185
Pleassant (Presa b. m.).... 695, 798, 799, 803 y 804
" Cuadro..... 816
Ponte Alto (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Ponte della Serra (Presa-bóv.). Cuadro. 770
Ponte Strettara (Presa b. m.). Cuadro. 816
Poireé..... 74 y 114
Poiseuille (Modelos reducidos)..... 628
Polvorines..... 1026
Poniary (Presa)..... 644

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Pont Saint-Martin ..... 239 y 247
Pont de Claix ..... 137 y 391
Pontamafrey (Tubería) 391
Pontón de la Oliva (Presa gravedad). 696
Portland Electric (Turbinas) 550
Porjus (Casa máquinas) 581
Potencia de un salto 23
Pratz (Tubería) 435
Premont (Desgaste turbinas) 248
Presas aligeradas 817
" móviles 111
" de agujas 112
" de persianas 116
" de pantallas 118
" de viguetas 120
" de eje horizontal 121
" de puertas americanas 125
" Taintor 126
" de sector 129
" de eje vertical 129
" bóveda ..... 727 y 728
" " (Condiciones) 729
" " (Ménsula y arco). 729 y 744
" " (Tipos) 734
" " ángulo constante 734
" " radio constante 734
" " (Angulo económico). 737
" " (Tipo mixto) 740
" " (Juntas contracción). 742
" " (Arco elástico) 743
" " (Tanteo rápido) 743
" " (Repartición de cargas) 750
" " (Deformación en apoyos) 753
" " (Crítica del cálculo). 759
" " (Anillos independientes) 760
" " (Anillos inclinados). 757
" " laminares 766
" de bóvedas múltiples ... 771, 797 y 1139
" cúpula 767
" de cúpulas múltiples 813
" bóvedas (Cálculo) ... 1069 y 1122
" de embalse (Historia) 643
" de fábrica 693
" de fábrica (Altura) 694
" de fábrica (Clasificación) ... 697
" colmena 828
" compensadas 732
" de contrafuertes 817
" de gravedad 699
" de planta curvilínea 725
" de tierra 646
" de vanos internos 822

Páginas

Preparación del terreno en presas de tierra 654
Presión hidráulica ..... 167 y 175
" de sedimentos 170
" de los hielos ..... 172 y 1040
" atmosférica 630
Prietsman (Grúa) 896
Príncipe Alfonso (Presa grav.). 644, 695, 720, 911 y 912
Principal (Esfuerzo) 717
Probst (Tipo de presa-bóv.) .. 732 y 733
Protección del paramento en p. de t. 654
Puentes (Presa grav.) ... 696, 701 y 702
" (Rotura) 1172
" (Sedimentación) 1162
Puente de servicio (Transporte del hormigón) 1017
Puentes Viejas (Presa-grav.) ... 696 y 882
Puertas americanas (Presas de) ... 125
Puesta en marcha (Turbinas) 522
Puyvalor (Presa de). Hormigón colado 899
Puzzolana 881

Q

Quebrantación 989
Quebrantación y dosificación 1002
Quebrantadoras de mandíbulas 990
Qeenston Chipawa ..... 199, 522 y 551
Queen Charlotte Vale (Presa-bóveda). Cuadro 770
Quemahoning (Presa tierra) 676
Quintana (Canal) 199
Quipar (Presa gravedad) 644

R

Raanaasfos (Salto) ..... 131 y 156
Radaume (Tubería de hormigón) 393
Rafter 53
Railroad Canyon (Presa-bóv.) 734
" Cuadro 770
Ramaje (Azud de) 103
Ranguas 525
" de anillo 527
" de rod. a bolas 528
" de rod. a rodillos 529
" Kuisburg 530
" equilibradas 530
Rankine ..... 706 y 707
Ransom (Tipo de presa de pantalla). 795
Ransomes & Rapier 134
Rastrillos 857
Reacción en las turbinas 455
Reconocimiento del río 14
Régimen hidráulico 589
" de corriente (Mod. red.) 629

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Regulación anual, semanal y diaria..... 27, 585, 586, 592 y 604
Regulador de toma de aguas..... 221
" (Cálculo)..... 225
" (Cimentación)..... 226
Regulador de las turbinas... 511, 512, 515, 516 y 517
Rehbock..... 51, 82 y 87
Rejilla ante el regulador..... 232
" en la cámara de presión... 268
" (Limpieza mecánica)..... 274
" (Disposición Arellano)..... 275
" horizontal..... 278
" en tomas de embalse..... 946
Relleu (Presa curva)..... 644, 696, 699, 701 y 727
" Cuadro..... 770
Remanso (Curva de)..... 73 y 75
Renand..... 838
Resal..... 710, 724, 745, 752, 753 y 1032
Resguardo en el canal..... 204
" en presas de tierra..... 655
Requejada (Presa gravedad)..... 696
Resistencia de hormigones..... 884
Reus (Sedimentación)..... 1158
Revestimiento flexible..... 89
" arcilloso (canales)... 188
" de fábrica..... 192
" (Construcción). 218 y 219
Revoluciones en las turbinas..... 472
" específicas..... 537 y 540
Reynolds (Número de)... 629, 632 y 634
Rheinfelden (Comp. Stoney)..... 137
" (Canal)..... 199
Riadas (Curvas de diversas fórmulas)..... 936
Ribera (Sifón de Albelda)..... 396
Ribourt..... 58
Rimasco (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Río Grande (Presa de escollera)..... 682
" (Presa-bóveda). Cuadro... 770
" (Sedimentación)..... 1158
Rioperouse (Tubería de hormigón)... 391
Ritom (Galería de presión)..... 440
Ritter..... 745
Robiate (Sifones)..... 925
Rochemoles (Presa de vanos internos). 822
Rochester (Presa de sector)..... 129
Rock Creek (Presa b. m.). Cuadro... 816
Ródano (Canal del)..... 188 y 193
" (Sedimentación)..... 1158
Rodetes de turbina Francis..... 477
Rodríguez (Presa de pantalla)..... 849
Romera..... 817 y 821
Rosevelt (Presa grav.).... 645, 694, 725, 912, 943 y 951
Ros..... 892

Páginas

Rossin (Presa b. m.)..... 813
Rotura de presas..... 691
" " de tierra..... 1165
" " de escollera..... 1170
" " de gravedad..... 1172
" " bóveda 1186
" " bóv. múltiples.. 1181
Rovesca (Salto de)..... 15, 439 y 444
Rubio..... 1223
Ruedas hidráulicas..... 452
Ruidecañas (Presa gravedad)..... 696
Rümalin..... 195 y 445
Ruppoldingen (Acumulación)..... 622
Ruthenberg (Presa tipo)..... 795
Ryburg Schwerstad..... 552
Ryves..... 935

S

Safford (Presa-bóveda)..... 739
" Cuadro..... 770
Saint-Julien (Comp. tambor)..... 131
Saint-Lary (Rejillas)..... 279
Saint-Venant..... 360 y 363
Salmon Creek (Presa-bóv.). Cuadro... 770
" (Chimenea)..... 335
Salto de agua (Formación)..... 9
" " (Altura)..... 17
" " (Variación con el caudal)..... 21
" " (Potencia)..... 23
" " (Rendimiento)..... 25
" " (Capacidad de obras). 25
" " (Perfil longitudinal).... 445
Saluda (Presa de tierra)... 647, 669, 670, 675 y 694
San Colombano (Presa-bóv.). Cuadro. 770
San Dieguito (Presa b. m.). Cuadro. 816
San Domenico (Presa-bóveda). Cuadro. 770
San Francisquito (Presa gravedad). 847
" (Rotura)..... 1179
San Gabriel (Presa grav.)... 694, 695, 697 y 848
San Giorgio (Presa-bóveda). Cuadro... 770
San Joaquín (Canal)..... 212
San Leandro (Presa de tierra)..... 676
San Lorenzo (Comp. de sector). 129 y 148
San Mateo (Presa gravedad). 678 y 725
San Román (Aparato para inyecciones)..... 863 y 864
San Salvatore (Presa gravedad)..... 725
Sánchez (Cierres de presa)... 951 y 961
Sand Cement..... 882
Santa Croce (Cierres en la presa)..... 953
Santa María de Belsué (Presa grav.). 696
Santeetlah (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Santillana (Presa gravedad)..... 696

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Santolea (Presa gravedad) 696
Saturación (Línea de) 648
Sautet (Presa-bóveda) ..... 695 y 733
" Cuadro 770
Savage y Gaylod ..... 950 y 955
Savenay (Presa-bóveda). Cuadro 770
Sazilly (Presa gravedad) ..... 704 y 705
Scimemi ..... 632, 850, 867, 925 y 951
" (Sedimentación 1158
Scobey 358
Scoltena (Presa b. m.) ..... 86, 678 y 799
" Cuadro 816
Schaffhaussen (Acumulación) 622
Schulsee (Presa gravedad) 725
Schulze 772
Schuylerville (Presa de pantalla) 796
Schwarzenbach (Acumulación) 616
" (Presa grav.) ... 645, 852, 867 y 880
Schoklitsch ..... 296 y 393
Schoder 363
Schütt 364
Schwankrug (Turbina) 482
Sección transversal del canal 199
Sector (Compuertas) 129
Sedimentada (Presa de tierra) 665
Sedimentación en embalses 1157
" (Medios de reducirla) 1160
Selune (Presa b. m.). Cuadro 816
Sembrancher (Turbinas) 551
Sengbachtal (Presa gravedad) 878
Senar (Desagües de fondo) ... 154 y 645
Sernit (Compuertas) 951
Serós (Salto de) ..... 135, 138, 191, 199, 222, 228, 234, 329, 561, 577, 610 y 613
Shanon (Turbinas) 551
Shaver (Presa gravedad) 847
Sherburne (Comp. cilíndricas) 995
Sherman (Presa de b. m.). 118, 810 y 976
" Cuadro 816
Shorer ..... 802 y 822
Shoshone (Presa-bóv.) ... 645, 695, 734 y 949
" Cuadro 770
S. I. A. (Fórmula vertederos) 51
Sierra (J. A.) (Sedimentación) 1158
Sifones-aliviadero en el canal 225
Sifón del Sosa 390
Sifón (Turbinas en) 555
Sifones (Modelos reducidos) 630
Sifones 920
Sig (Presa de). (Sedimentación) 1159
Silos 999
Simme (Comp. Stoney) 137
Sioule (Casa de máquinas) 573

Páginas

Six Mile Creek (Presa cúpula). 757 y 814
" Cuadro 770
Slump Test 883
Smith ..... 745 y 1027
Solbergsfos (Comp. tambor) 131
Solera dentada Rehbock 87
Solingen (Presa grav.) ... 858, 867 y 951
Sommerset (Presa de tierra) ... 669 y 676
Sondas 855
Sonier 357
Sotonera (Presa de tierra) ... 673 y 676
Soulom (Salto de) 15
Southern, California, Ed. Co 5
Spaulding (Presa-bóveda) 368
Cuadro ... 770, 835 y 883
Spino (Presa-bóveda) 770
Spitallarn (Grimsel, Transporte del hormigón) ..... 1010 y 1014
Sprée (Presa móvil) 124
Standley (Presa de tierra) 676
Stevens (Pérdida bifurcaciones) 369
Stevenson (Fórmula) 656
" (Presa-bóveda). 749, 751 y 753
Stickney (Sifón) 920
Stoney (Compuertas) ..... 116, 132, 144, 281 y 283
" (Presa de pantalla) 796
Stony Gorges (Presa b. m.) 804
" (Rotura p. b. m.) 1183
" (Presa) 795
Strassner (Arco espesor variable) 1119
Strawerrry (Presa escollera) 678
Strekov (Comp. Stoney) 137
Strickler (Fórmula y ábaco) .. 197 y 358
Stueta (Presa gravedad) 725
Stucky ..... 743, 747, 1121 y 1239
Stura di Viu (Acumulación) ... 619 y 622
Sturgis (Presa b. m.). Cuadro 816
Subpresión ..... 168, 849 y 853
Sun River Diversion (Presa-bóveda) Cuadro 770
Superior (Presa b. m.). Cuadro 816
Sutherland (Presa b. m.). 798, 809 y 816
Suviana (Presa grav.) .... 695, 918, 1002 y 1027
Swetwater (Presa bóv.). 836, 928 y 935
" Cuadro 770
Swift (Presa de tierra) 675

T

Tabegud (Presa de tierra) 676
Tabia (Rotura de presas de tierra) ... 1167
Tablestacas Lackawanna 163
" Larsen 163
Tacómetro 520

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Taggar (Bibliog.ª medios auxiliares). 1027
Taintor (Compuertas).. 126, 281 y 953
" " peso..... 128
Taivilla (Presa gravedad)..... 695
Talave (Presa de)..... 644 y 696
Taludes de los cajeros del canal... 203
" de los diques del canal... 205
" de las presas de tierra..... 652
Tallase (Rotura presa gravedad)..... 1179
Talleres..... 1025
Tamworth (Presa-bóveda). Cuadro.... 770
Tancua (Presa de pantalla)..... 796
Technique des Travaux..... 1027
Teft (Pérdida de salto)..... 570
Teigitschwerke..... 337 y 420
Teinach (Acumulación)..... 622
Teledinámica (Desgaste turbinas)..... 248
Teleférico 988
Teléfono (Medios auxiliares)..... 1026
Temescal (Presa de tierra)..... 676
Tepexic (Aforo en la central)..... 65
" (Turbinas)..... 550
Ternay (Presa de)..... 645
Terrace (Presa de tierra)..... 675
Terragnolo (Presa-bóveda). Cuadro... 770
Terraplén ante las presas..... 877
Terreno sobre que se cimenta..... 163
Terzaghi 792
Thelat (Sedimentación)..... 1159
Thenard (Presa móvil)..... 121
Thin (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Thoma (Chimeneas)..... 352
Three Miles falls (Presa b. m.)..... 816
" " Cuadro..... 816
Thurlow (Eliminador de remanso).... 568
Tibi (o Alicante) (p. g.). 696, 699 y 1158
Tidone (Presa b. m.). Cuadro..... 816
Tierras (permeabilidad de las)..... 650
Tierra (presas de)..... 646
" Perfil transversal..... 647
" Condiciones..... 648
" sedimentada (Presas de)..... 665
Tieton (Presa de)..... 647, 663 y 675
Tipos especiales en presas de b. m. 811
Tirso (Presa de b. m.). 148, 695, 780, 781 y 799
" Cuadro..... 816
Titicus (Presa de tierra)..... 676 y 725
Triunfo Creek (Presa-bóv.). Cuadro.. 770
Toba (Flotación en la presa de la)... 156
" (Presa gravedad)..... 696
Tomas de agua..... 942
" " Tipos de cierre..... 945
" " Tipos deslizantes... 948
" " Ubicación..... 958
" " Ejemplos..... 962
Torina (Cierres en la presa de)..... 951

Páginas

Tornillos transportadores..... 998
Töolke 732
" (Tipo presa-bóveda)..... 733
Trabajabilidad (hormigones)..... 883
Tranco del Lobo (Central)..... 614
Transporte materiales (Construcción presas)... 987
" secundarios (ídem íd.)... 996
Trasquilla (Compuertas-tambor)..... 131
Trass 881
Tremp (Presa gravedad)... 145, 411, 420, 599, 644, 695, 721, 725, 850, 867, 908, 910 y 1026
Trial load..... 747 y 751
Trituradoras de cilindros..... 993
" de martillos..... 994
" de campana..... 995
Trollhatan (Compuertas-tambor) 131
Trommel 996
Tronera (Chimenea diferencial)..... 347
Tuberías (Despiezo helizoidal). 386 y 395
" de hormigón armado..... 390
" de madera..... 397
" (Rendimiento de las)..... 399
" (Determinación del diámetro)..... 400
" telescópicas..... 403
" (Cálculo del espesor)..... 405
" (Dilatación)..... 407
" (Esfuerzos en)..... 307
" (Cálculo)..... 308
" (Pérdidas de carga)..... 353
" (Aplastamiento)..... 433
" (Cruce de depresiones)..... 435
" (Modelos reducidos)..... 632
" de fundición..... 375
" de palastro..... 378
" de palastro roblonadas... 378
" de palastro soldadas..... 380
" sin soldadura..... 380
" reforzadas..... 381
" zunchadas..... 382
" blindadas..... 382
" multionduladas..... 382
" (Unión en obra)..... 383
" (Trazado)..... 409
" (Instalación)..... 410
" (Protección contra el hielo)..... 412
" (Apoyo de las)..... 413
" Anclaje..... 417
" (Ramificaciones)..... 419
" (Cierre de las)..... 423
Turbingen (Acumulación)..... 622
Tubo aspiración..... 492
" " (Forma)..... 498
Tuilliere (Compuertas Stoney). 135 y 137

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

Tujunga (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Tull (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Túnel (canal en)..... 213
Turbinas (Generalidades)..... 451
" (Clasificación)..... 455
" de reacción y acción..... 462
" (Movimiento del agua)... 463
" (Grado de reacción)..... 466
" de rendimiento hidráulico. 468
" de reacción..... 476
" lentas..... 478
" normales..... 478
" rápidas..... 478
" rapidísimas..... 479
" de hélice..... 479
" de acción..... 481
" semejantes..... 536
" (Revoluciones específicas). 537
" (Curvas de rendimientos). 544
" (Potencia y número)..... 548
" (Elección del tipo)..... 550
" de eje vertical. 553, 559 y 564
" de eje horizontal... 554, 561 y 564
" (Cámara abierta)..... 553
" (Cámara cerrada)..... 557
" (Colocada en saltos diferentes)..... 535
" en sifón..... 555
Turkey Creek (Presa de)..... 662
Turrite (Presa-bóveda)..... 734 y 744
" Cuadro..... 770
Tuxedo (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Tuyeaux frettés..... 376
Tyler..... 889, 892 y 893

U

Ueberlingen (Acumulación)..... 622
Unión de acueductos y explanación... 220
Uper Hubbart (Presa-bóveda). Cuadro. 770
Urayama (Presa-bóveda). Cuadro..... 770
Urdiceto (Presa escollera)..... 621, 622, 689 y 690
Urft (Presa gravedad)..... 234, 645, 725, 867 y 879
Utchesa (Presa de tierra). 234, 674 y 914

V

Vaal (Compuertas Stoney)..... 137
Vacío bajo la lámina vertiente..... 172
Vado (Presa del)..... 696
Vagón (Compuertas)..... 126
Vagonetas (Transporte de hormigón). 1006
Valbornedo (Presa de tierra)..... 676
Valdeinfierno (Presa gravedad). 696, 702 y 703

Páginas

Valet (Curva caudales acumulados)... 599
Valentim (Fórmula riadas)..... 935
Valnut Grove (Rotura p. e.)..... 1171
Válvulas de seguridad (contra golpe ariete)..... 325
" compensadoras (golpe ariete)..... 327
" limitación de velocidad... 428
" Bouchayer..... 431
Variación del salto con el caudal... 21
Veaver (Compuertas)..... 283
Velocidad crítica (Chimeneas)..... 346
" embalamiento turbina..... 524
Venina (Presa b. m.)..... 797 y 798
" Cuadro..... 816
Ventavón..... 244 y 258
Ventosas..... 431
Venturi (Aforos por el tubo)..... 60
Vernes (Aliviadero)..... 233
Vertedero (Aforo por)..... 50
Viclaire (Toma de aguas)..... 231
Vidal y Kauffman (Pérdidas codos). 361 y 363
Viereth (Compuertas-tambor)..... 131
Viguetas (presas de)..... 120
Villalba (Flotación en el canal de)... 156
Villar (Presa del)... 644, 696, 705 y 706
Villora (Acumulación natural)..... 614
Vingeanne (Presa del)..... 658
Virgin (Rotura de p. e.)..... 1172
Vischer y Wagoner..... 744
Viverone (Acumulación)..... 619 y 622
Vizzola (Canal de)..... 199
Vogt..... 710, 742, 753, 757, 758, 759, 822 y 1032
Vöhrenbach (Presa b. m.)... 622, 782, 798 y 807
" Cuadro..... 816
Voith (Pantalla móvil)..... 54
" (Compuertas automáticas)..... 144
" (Limpieza rejilla)..... 275
" (Velocidad en tuberías)..... 404
" (Ventosa)..... 432
" (Tubo aspiración)..... 501
Volante..... 523
" (Factor inercia)..... 524
" (Oscilación revoluciones)..... 525
Voltajes máximos..... 5
Vouvry (Codos)..... 389
" (Tubería enterrada)..... 411
Vyrnwy (Presa gravedad)..... 714

W

Wachusett (Presa gravedad)... 725 y 857
Wäggital (Presa gravedad)... 616, 619, 622, 645, 695, 723, 725,

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

Páginas

838, 854, 861, 867, 872, 882, 893, 899, 927, 928, 966, 987 y 1014
Walempaupac (Tubería de madera)... 398
Waller... 802
Wamma (Compuertas tambor)... 131
Wanaque (Colocación del hormigón)... 1007 y 1018
Wangen (Canal de)... 208
" (Compuertas)... 292
Warn Springs (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Waterwille (Presa-bóv.)... 68, 847, 853, 861, 913 y 975
" Cuadro... 770
Webber Creek (Presa b. m.)... 778
" Cuadro... 816
Wegmann... 775, 780 y 904
" Cuadros... 770 y 816
Weirich (Sifón)... 925
Weisbach (Fórmula codos)... 360 y 363
" (Cambios sección)... 365 y 366
" (Pérdida en llaves). 367 y 929
Weligton (Presa-bóveda). Cuadro... 770
White (hidrocono)... 501
Whitney (Presa gravedad)... 725
" (Arco espesor variable)... 1119
Wilhem... 248
Wilson (Presa gravedad)... 68, 137, 725, 793, 867, 914 y 1030
Williams... 767 y 884
Williams, Hubel y Fenkel... 363
Williams y Hazen... 197
Winchester (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Winkel (Modelos reducidos)... 626
" (Régimen turbulento)... 629
Woltmann (Molinete)... 41
Wollongon (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Wooling (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Wynn... 1027

Y

Yadkin (Presa gravedad)... 867 y 913
Yadkin River (Presa-bóv.). Cuadro... 770
Yesosos (canales en terrenos)... 212
Yucesberg (Presa de)... 662

Z

Zafra... 434, 777, 780, 799, 807 y 1051
Zerbino (Presa vanos internos). 829 y 928
Ziegler... 813
" Cuadros... 770 y 816
Zola (Presa-bóveda)... 728
" Cuadro... 770
Zolezzi (Presa-bóveda)... 733
" Cuadro... 770
Zuni (Sedimentación)... 1159
Zuppinger (Turbina)... 482
Zurich (Acumulación)... 622

FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

3.860

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO